

ARMIERTER BETON.

1912. JANUAR.

INHALT:

- Eisenbetonkonstruktionen am neuen städtischen Vieh- und Schlachthof zu Dresden. Von Geh. Rat Professor Böhm (Dresden). S. 1.
- Versuche mit wasserdichtem Beton. Von A. Grittner (Budapest). S. 12.
- Beitrag zur Theorie der Rippenkuppel. Von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin). S. 15.
- Die Fabrikanlage zur Herstellung stahlbewehrter Schleudermaste der Akt.-Ges. Dyckerhoff & Widmann zu Cossebaude bei Dresden. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 26.
- Neue Versuche mit eingespannten Platten. Besprochen von Dipl.-Ing. Paul Knauff (Berlin). S. 29.
- Der Eisenbeton und der elektrische Strom. Von Professor Dr. Rohland (Stuttgart). S. 32.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 33.
- Selbstanzeigen: Entwurf zu einem freistehenden Einfamilienwohnhaus aus Betonhohlblöcken. S. 36.
- Rechtsfragen. S. 38. — Mitteilungen über Patente. S. 39. — Verschiedene Mitteilungen. S. 39. — Bücherbesprechungen. S. 40.

EISENBETONKONSTRUKTIONEN AM NEUEN STÄDTISCHEN VIEH- UND SCHLACHTHOF ZU DRESDEN.

Von Geh. Rat Prof. Böhm (Dresden).

Der im vorigen Jahre neu eröffnete Vieh- und Schlachthof zu Dresden, eine Schöpfung des Stadtbaurats Prof. Hans Erlwein, ist zu den baukünstlerisch bedeutsamsten Anlagen auf diesem Gebiete städtischen Verwaltungswesens zu zählen. In jeder Beziehung und an allen Punkten der gewaltigen Anlage fühlt der Beschauer den Geist einer neuen Zeit auf sich wirken. Dies ist zunächst durch die äußere Erscheinung bedingt. Von der so oft bei derartigen Anlagen beobachteten nüchternen und langweiligen Eintönigkeit der Architektur, wobei die sämtlichen Gebäude in ein und dieselbe Uniform irgend eines anderen Zeiten und anderen Zwecken entstammenden Stils gesteckt sind, ist hier nicht die Rede. Ein jedes der 68 Gebäude, die sich auf der über 61 ha großen Fläche der Anlage erheben, ist lediglich aus seiner besonderen Zweckbestimmung heraus entwickelt und dadurch die erfreulichste Mannigfaltigkeit der einzelnen Glieder erreicht, die sich zu einem vollendet schönen Ganzen zusammenfügen. Rote Ziegeldächer über weißen Mauern, die sich hier und da bereits mit der grünen Decke rankender Waldrebe überziehen, grüne Läden an den blumengeschmückten Fenstern der Amtswohnungen bilden den reichen Farbenschmuck des Gesamtbildes. Daß nichts versäumt wurde, um den Anforderungen, die in wirtschaftlicher, gesundheitlicher und tierfreundlicher Beziehung an den Bau zu stellen waren, im Sinne und auf Grund der neuzeitlichen wissenschaftlichen Forscherarbeit zu entsprechen, erscheint schon selbstverständlicher. Daß aber auch nach der bautechnischen Seite hin überall die Errungenschaften

der Neuzeit benutzt sind, daß der Eisenbeton fast ausschließlich zur Gestaltung der konstruktiven Glieder Verwendung fand, macht eine eingehendere Besprechung der Anlage auch in dieser Zeitschrift erwünscht.

Es soll zunächst ein kurzer Überblick der Gesamtplanung gegeben werden und zwar an Hand einer in Heft 1 und 2 der Zeitschrift „Der Industriebau“ (1911) gegebenen Beschreibung, der eine größere Zahl der Figuren entnommen sind. Das im Nordwesten von Dresden am linken Elbufer belegene Gelände erhält, wie Fig. 1 erkennen läßt, von Südwesten her Anschluß an die Bahngleise, die sich zunächst an den westlich gelegenen Viehrampen hinziehen, sodann das Gelände in einem großen Halbkreis bis an seine Ostseite umfassen und einen Zweig nach Norden zu den dort noch beabsichtigten Erweiterungsbauten entsenden. Die ganze Anlage zerfällt in zwei Hauptteile, den nach Westen belegenen Viehhof und den östlich davon liegenden Schlachthof, die durch eine Umwehrung aus starkem Eisengitter zwischen Betonpfeilern auf Betonsockel getrennt, aber durch zwei darin befindliche Torwege wiederum verbunden sind. Außer diesen beiden Hauptanlagen befinden sich, gleichfalls besonders abgeschlossen, nördlich vom Viehhof der Stall für Auslandsvieh und die Überständerställe für das an Markttagen unverkauft gebliebene Vieh; ferner nördlich vom Schlachthof der Amtsschlachthof für erkranktes Vieh nebst kleinem Pferdeschlachthof, sowie endlich südlich am Haupteingange die Verwaltungsgebäude, Wirtschaftsgebäude und Läden.

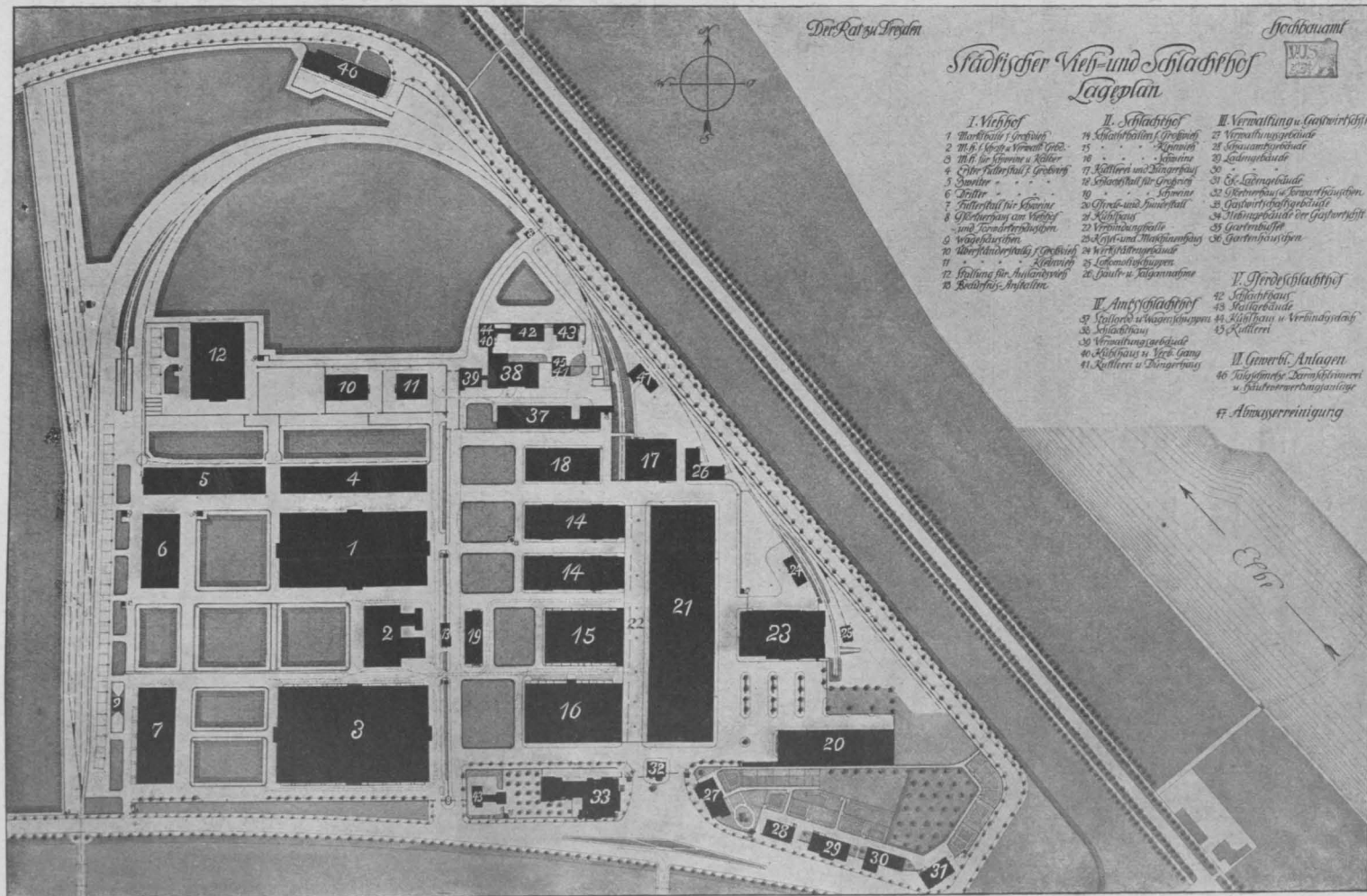


Fig. 1. Dresdner Vieh- und Schlachthof, Lageplan.



Fig. 2. Verbindungshalle.

Das an der Westgrenze des Viehhofs ausgeladene Vieh wird in den Futterställen untergebracht und an den Markttagen nach den großen Markthallen getrieben (Nr. 1, 2 u. 3 in Fig. 1) aus denen die zum Schlachten angekauften Tiere dann nach den auf dem eigentlichen Schlachthofe liegenden Schlachtställen überführt werden.

Als Mittelpunkt des Schlachthofes ist die 186 m lange, 20 m breite, überdeckte Halle (Fig. 2) anzusehen (Nr. 22 in Fig. 1), die eine Verbindung

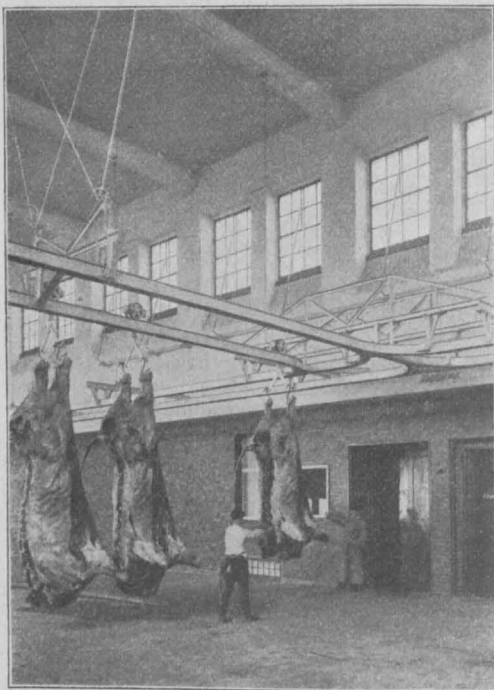


Fig. 3.

Rinder an der Hochbahn der Verbindungshalle.

zwischen den sich westlich anschließenden vier Schlachthäusern und dem an der Ostseite sich hinziehenden 186 m langen, 50 m breiten Kühlhaus herstellt. In dieser Halle findet der Betrieb des Schlachthofes seinen Abschluß; von ihr, die dicht am Haupteingange liegt, gehen die Verbindungen nach der Stadt aus. Hier finden alle die zahlreich ankommenden Schlächterwagen sicheren Schutz vor dem Wetter, wenn sie die Schlachtware entweder links aus den Schlachthäusern unmittelbar in Empfang nehmen oder rechts aus den Zellen des Kühlhauses abholen. Sichern Schutz gegen Regen, Schnee und Schmutz gewährt die Halle auch beim Fortschaffen des Fleisches aus den Schlachthallen nach dem Kühlhaus. Fig. 3 zeigt die an Laufkatzen hängenden auf hochliegenden Schienengleisen durch die Halle bewegten Rinder-

hälften. In die Schlachthallen — eine für Schweine, eine für Kleinvieh, zwei für Rinder — werden die Rinder und Schweine, letztere mittels Lowrys an den Langseiten von den Schlachtställen her eingeführt. Für das Kleinvieh sind Wartebuchten an der nördlichen und südlichen Langseite der Schlachthalle vorgebaut. Nach dem Ausschachten, das unter Anwendung der neuesten Einrichtungen geschieht und nach tierärztlicher Untersuchung gelangt das Fleisch, soweit es nicht gleich zur Stadt abgefahren wird, ins Kühlhaus. In diesem befinden sich zwei Vorkühlräume für Rinder und Kleinvieh (Luftwärme $+8^{\circ}\text{C.}$) und in der Mitte der Hauptkühlraum, der eine frische, kühle und trockene Luft von 70–80% relativer Feuchtigkeit und eine Luftwärme von $+4^{\circ}\text{C.}$ haben muß. Außerdem umfaßt das Kühlhaus noch einen Pökelaum, Fleischhackraum und vorn zunächst am Haupteingang eine Verkaufshalle. Östlich vom Kühlhause liegt das Maschinenhaus (Nr. 23 in Fig. 1), der eigenartigste Bau der Anlage (Fig. 4), der die Kessel und Maschinen für Kraft-, Licht-, Eis-, Warm- und Kaltluftherzeugung, die Pumpen, Akkumulatorenräume, Warm- und Kaltwasserbehälter, sowie endlich den als Kuppelturm umbauten großen Schornstein enthält. Wie aus dem Gesamtplan der Anlage zu ersehen ist, liegen zwischen den Gebäuden noch unbebaute weite Plätze in solcher Anordnung, daß eine spätere Erweiterung der Gebäude möglich ist. Die Schlacht- und Markthallen können nach Osten zu verlängert werden, nördlich von den Futterställen können gleiche Baulichkeiten noch Platz finden.

Die Baugrundbeschaffenheit ist nicht günstig. Eine feste Kiesschicht findet sich erst in größerer Tiefe, in der Mitte des Maschinenhauses etwa 7,5 m unter der jetzigen Oberfläche. Das Maschinenhaus wie auch das Kühlhaus sind deshalb auf Eisenbetonpfähle gegründet.

Von den Markthallen ist besonders die für Kälber und Schweine bestimmte durch ihre Ausdehnung bemerkenswert. Fig. 5 zeigt den vierten Teil des Grundrisses, Fig. 6 die Hälfte des Querschnitts. Das 116,4 m lange, 75 m breite Gebäude enthält im Innern 396 verschieden große Buchten und bietet Platz für 3700 Schweine und 3400 Kälber. Die Anordnung steiler Ziegeldächer war bei diesen Hallen nicht angängig. Die äußere Gestaltung ist vielmehr dadurch reizvoll gestaltet, daß in den vier Ecken des großen Gebäudes Treppenhäuser, die auf das flache Dach führen, als Türmchen ausgebildet und mit roten Ziegeldächern in Zeltform gedeckt sind. Der Schmuck roter Dachziegel findet sich ferner bei der Abdeckung der weit ausladenden Hauptgesimse und bei den Dächern der Vorbauten. Solche liegen in den Mitten der vier Fronten und enthalten die Haupteingänge. Von den 11 Längs- und 15 Querschiffen, in die der Innenraum durch Pfeiler geteilt

ist, sind die beiden in den Mittelachsen liegenden 10,35 m breiten als Hauptschiffe nach Art einer Basilika über die andern 1,45 m erhöht und erhalten außer der Oberlichtbeleuchtung noch von seitlichen Hochfenstern her reichliches Licht. Die Gänge zwischen den Buchten sind in den beiden Hauptschiffen 5,0 m, sonst 3,0 m und 1,25 m breit.

Mit Rücksicht auf das verhältnismäßig geringe Gewicht des Hallenbaues konnte von künstlicher Gründung abgesehen und bei entsprechender Verbreiterung der Fundamentsohlen das Bauwerk auf die obere aus feinem Sande bestehenden Schichten aufgesetzt werden. Die Gründungsunterkante liegt 2,7 m unter dem jetzigen aufgehöhten Gelände. Die Breite der durchweg in Beton hergestellten Gründungen ist an der Sohle überall so bemessen, daß nur etwa 1 kg/cm^2 Druck auf den Baugrund ausgeübt wird. Die Umfassungswände der Halle sind gemauert, außen aber in 1,10 m Höhe mit einem Sockel aus 13 cm starkem Vorsatzbeton versehen, dem Granit-, Grünstein- und Porphyrgraupen zugesetzt wurden. Nach Bearbeitung mit dem Stockhammer bieten die Sockel, die an allen Gebäuden in derselben Weise hergestellt sind, den Anblick einer Granitverkleidung.

Von den Eisenbetonsäulen, die die weitgespannte Decke tragen, sind die 44 an den Mittelschiffen liegenden 35 cm im Quadrat stark und mit 4 Eisen 20 mm bewehrt. Die 96 Säulen zwischen den Seitenschiffen haben bei 30 cm Breite eine Bewehrung von 4 16 mm starken Eisen. Beachtlich ist das beim Einschalen beobachtete Verfahren. Um die schlanken im Mittel 4,5 m hohen beim Anfang des Baues noch frei stehenden Pfeiler gegen ein Umstürzen sicher absteifen zu können, ohne gezwungen zu sein, sie länger als 2 Tage eingeschalt zu lassen, wurde der oberste Teil der Einschalung, wie in Fig. 7 bei den beiden mit einem \times bezeichneten Säulen zu ersehen ist, außer Zusammenhang

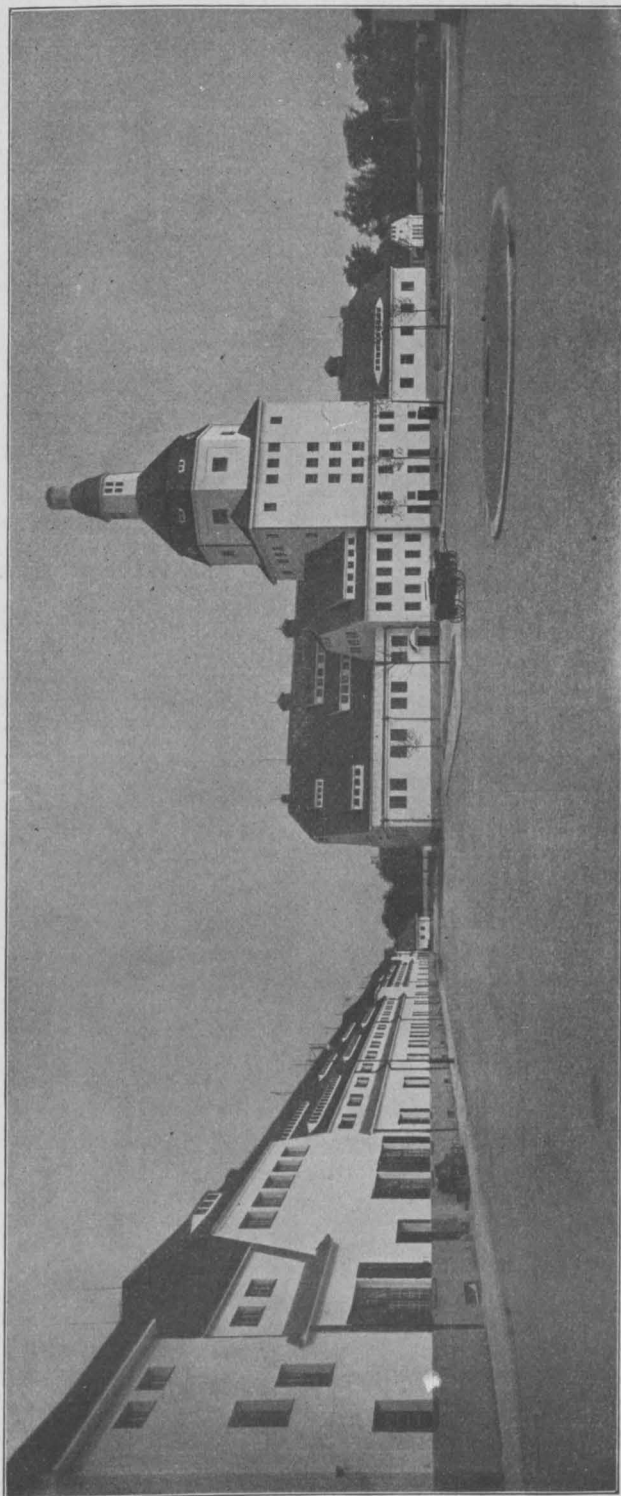


Fig. 4. Kühlhaus und Maschinenhaus.

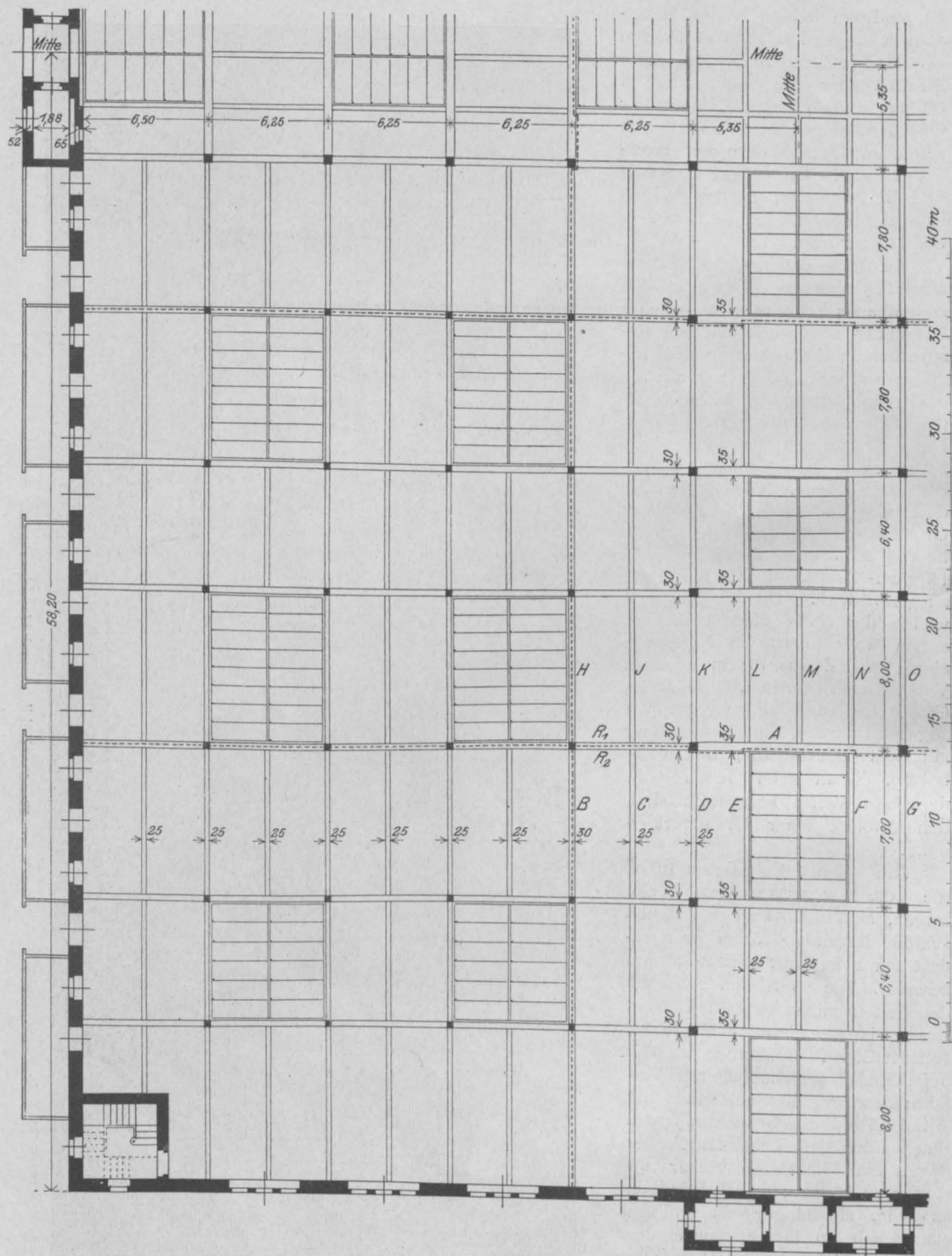


Fig. 5.

Markthalle für Kälber und Schweine. — Ein Viertel des Grundrisses.

mit dem unteren Teil hergestellt. An dem obersten etwa 35 cm hohen Teil der Schalung, der nach Entfernung der übrigen Schalung an seiner Stelle blieb, konnte die Befestigung

zu 8500 qm sind zur Vermeidung von Rißbildungen Bewegungsfugen eingelegt, so daß die Deckenfläche durch 4 von Nord nach Süd und durch 2 von Ost nach West laufende Fugen in 15 getrennte

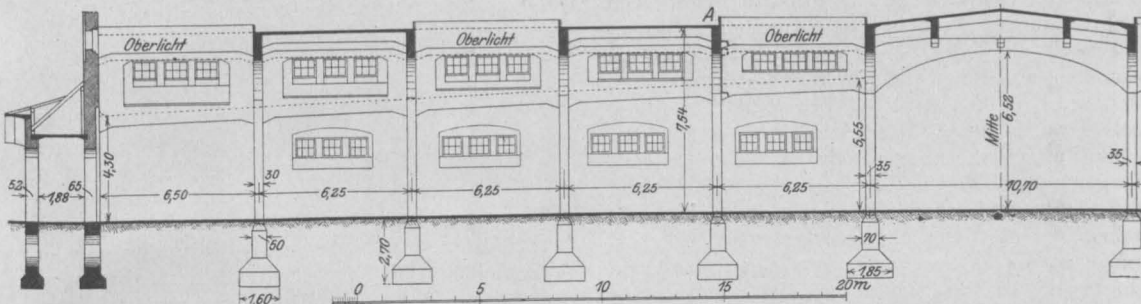


Fig. 6.

Querschnitt durch die Markthalle für Kälber und Schweine.

der Steifhölzer sicher erfolgen. Die Anordnung der Unterzüge der Plattenbalkendecke sowie der Oberlichtkästen ist aus Fig. 5 und 6 zu ersehen. Bei der bedeutenden Größe der Decke von nahe-

Abschnitte zerlegt ist. Nach Aussage der Firma Dyckerhoff & Widmann in Dresden, die den Bau dieser Halle ausführte, sollen die Fugen bei 10° Kälte eine Weite von 6 mm gehabt haben, im

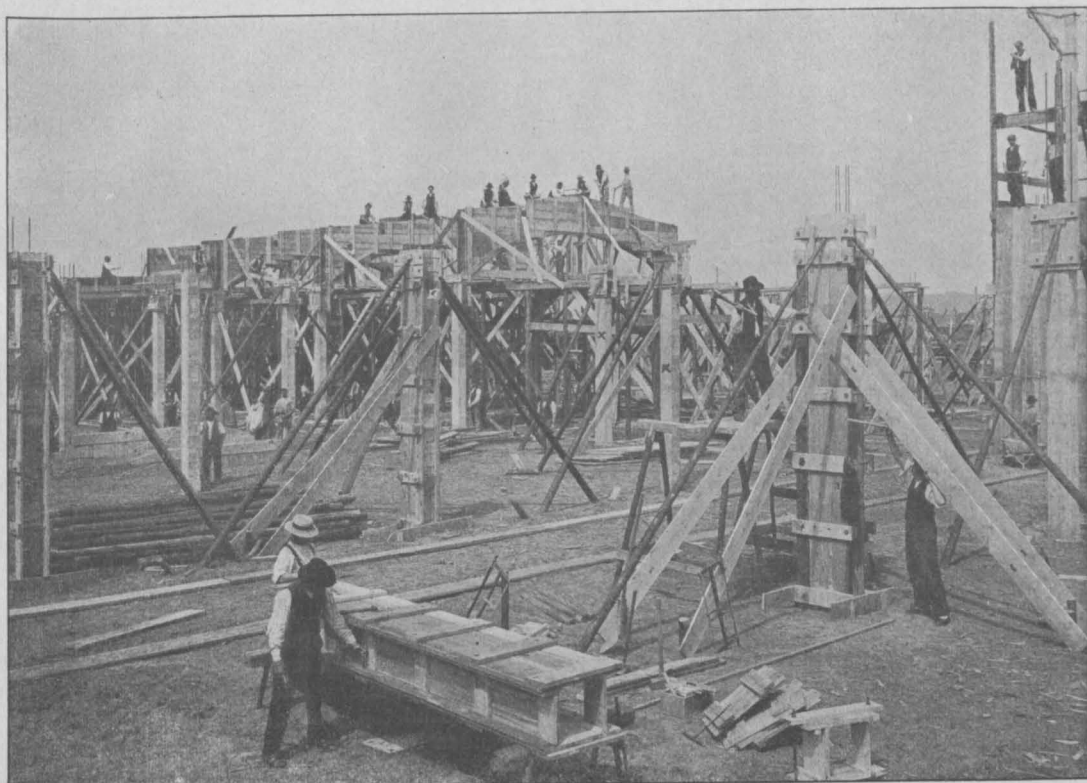


Fig. 7.

Einschalung der Pfeiler der Markthalle für Kälber und Schweine.

Sommer aber geschlossen gewesen sein. Die Lage der Fugen ist im Grundriß (Fig. 5) durch punktierte Linien und bei A in Fig. 6 angedeutet, ihre Ausführung ist in Fig. 8 näher erläutert. Danach liegen die Fugen im allgemeinen in der Mitte der Unterzüge. An der Stelle, wo zwei Fugen sich rechtwinklig über einem Pfeiler kreuzen, ist dieser mit nach allen vier Seiten ausladenden Konsolen versehen, auf denen die Unterzüge aufliegen. So ist (Fig. 8) Balken R aus 2 Teilen mit Mittelfuge gebildet. Balken A über dem Mittelschiff ist dagegen ungeteilt gelassen. Er ist als gebogener Träger ausgebildet, hat die bedeutende Höhe von 1,10–2,0 m und ist mit Konsolansätzen zur Aufnahme der die Oberlichte einfassenden Balken E und F sowie der Balken D₁ und D₂ der seitlichen Hochwand der Mittelschiffe versehen. Links oben

voneinander trennen. Diese Fugen sind mit Asphalt vergossen. Die Betonmischung ist 1:6:8 mit oberer 2 cm starker Schicht in Mischung 1:2:2. Die Buchten sind, wie Fig. 9 erkennen läßt, in ihrem unteren 70 cm hohen Teil aus Eisenbetonwänden 8 cm stark, darüber aus starken Rund-eisen gebildet, die Umfassungswände der Halle bis etwa 2 m Höhe mit hellen glasierten Ziegeln bekleidet.

Von den vier Schlachthallen ist die für Schweine die umfangreichste. Fig. 10 zeigt sie im Grundriß, Fig. 11 im Querschnitt. An der nördlichen und südlichen Langseite des 46,32 m breiten, 70,57 m langen Gebäudes erheben sich über das flache Dach des mittleren Teils in der ganzen Gebäudelänge mit hohen Satteldächern versehene Aufbauten. Der südliche dieser langgestreckten

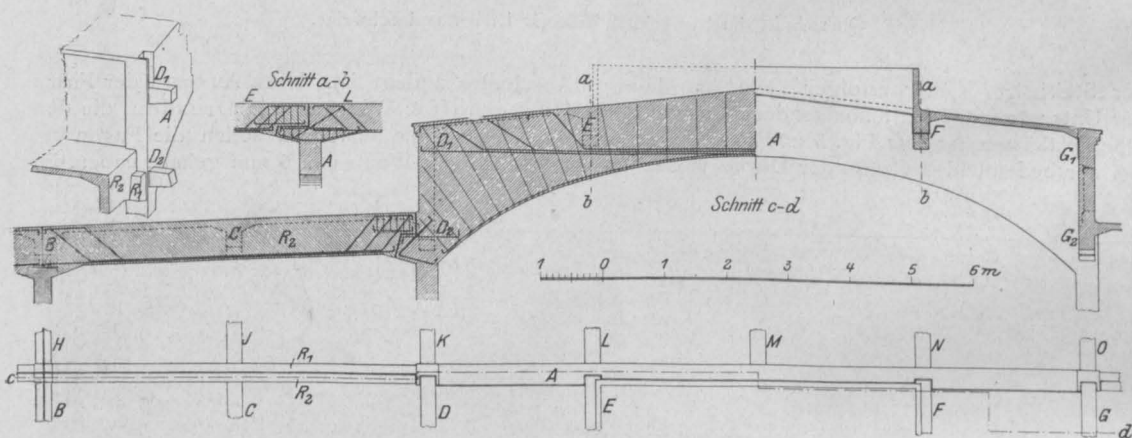


Fig. 8.

Anordnung der Bewegungsfugen.

ist der Anschluß der Konsolen achsonometrisch dargestellt. Die Anordnung ist aus der Übereinstimmung der Balkenbezeichnungen in Fig. 5 u. 8 leicht zu erkennen. Die Decke bildet zugleich die Dachfläche und hat nur ein sehr geringes Gefälle von 4 cm auf 1 m, wie es sonst kaum für Holzzementendeckung genügend erscheint. Im vorliegenden Falle sollte von Holzzementdeckung des zu hohen Gewichts wegen abgesehen werden. Auf die Zementflächen ist ein dreifaches glattes Klebedach aus Asphaltpappe aufgebracht und nach Teerung der eingedeckten Fläche eine dünne Schicht von vorher sorgfältig getrocknetem groben Kies aufgewalzt. Alle Einfassungen, besonders an den Oberlichtern, die als Satteldächer mit gleichfalls verglasten Giebeln hergestellt sind, wurden in Kupfer ausgeführt.

Der Fußboden ist in 18 cm Stärke aus einzelnen Tafeln oder Streifen verschiedener Größe so hergestellt, daß durchgehende Fugen die Tafeln

Aufbauten enthält über den unteren Räumen der Kuttelei ein für die Trichinenschau bestimmtes Obergeschoß. Im nördlichen Teil erhebt sich das höhere Dach über einer mit flachem Moniergewölbe bedeckten gegen die mittleren Teile des Hauses erhöhten Halle. Nördlich von dieser Halle sind einzelne durch Prüßsche Wände voneinander getrennte Gelasse angebaut, in denen die Tiere getötet werden, um dann sofort in die unter der hohen Halle stehenden Brühbottiche geworfen zu werden. Vor den Tötbuchten sind an der Nordseite des Gebäudes noch mit einem Pultdach bedeckte Wartebuchten angeordnet.

Die große überwölbte Halle ist von dem mittleren Gebäudeteil, mit dem sie einen zusammenhängenden Innenraum darstellt, durch eine Reihe von 10 quadratischen Säulen 40/40 cm getrennt. Vier weitere Reihen von je 10 schwächeren Säulen 30/30 cm teilen den Mittelraum der Halle in fünf Längsschiffe. Über den beiden äußeren dieser



Fig. 9. Markthalle für Schweine.

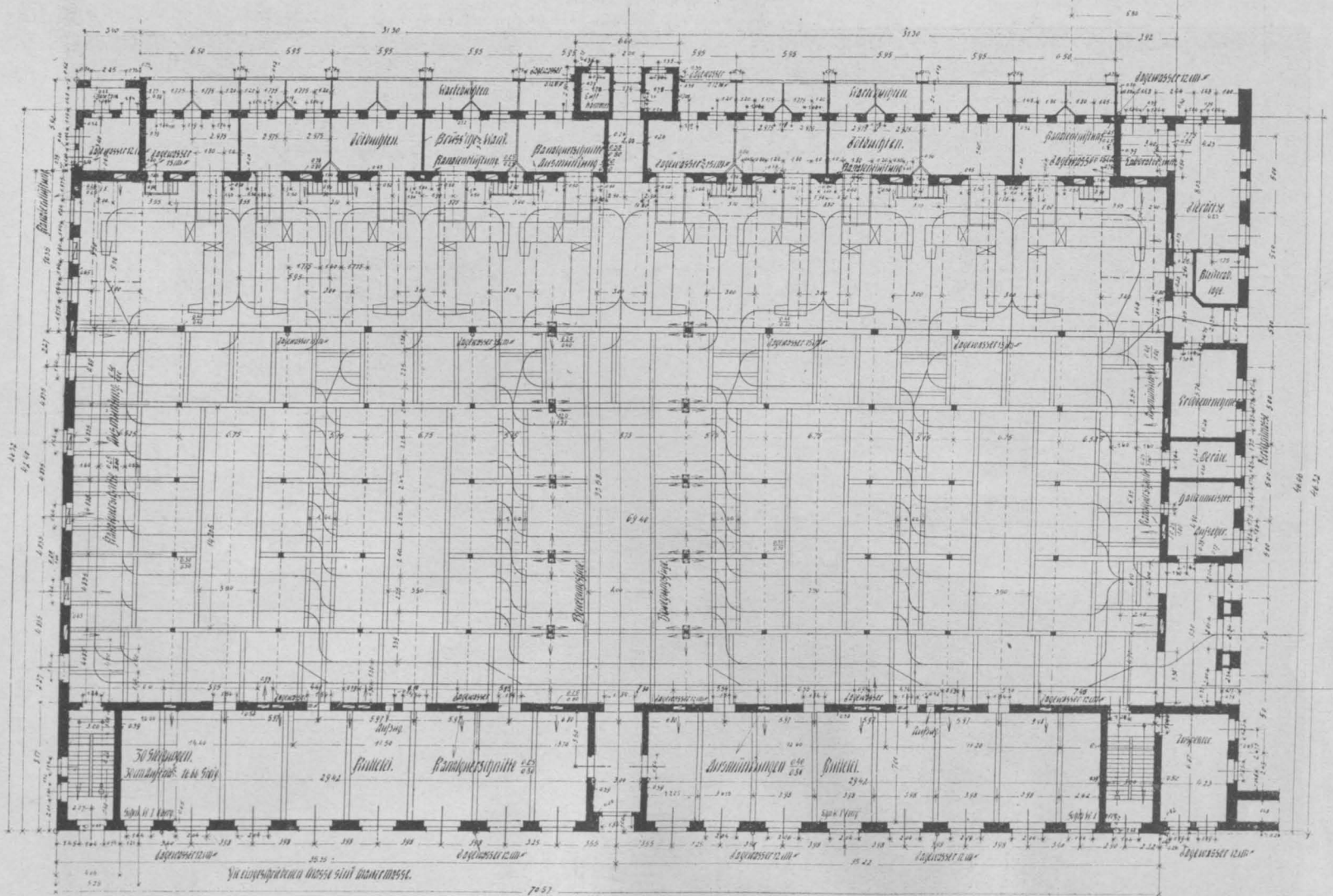


Fig. 10. Schlachthalle für Schweine, Erdgeschoß.

vier Säulenreihen liegen zwei Hauptlängsunterzüge, über den beiden inneren Reihen sind statt durchgehender Balken kurze Unterzüge immer so über je zwei Säulen angeordnet, daß sie als Träger mit überhängenden Enden die von Nord nach Süd laufenden Zwischenbalken aufnehmen, die die länglichen Oberlichte begrenzen. Die übrige Teilung der Zwischenbalken ist, wie Fig. 10 erkennen läßt, sehr unregelmäßig. Die an einzelnen Stellen dicht nebeneinander gelegten Nebenbalken

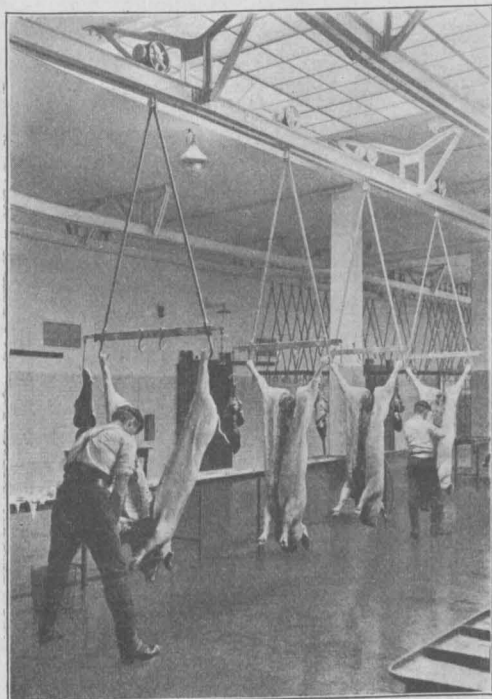
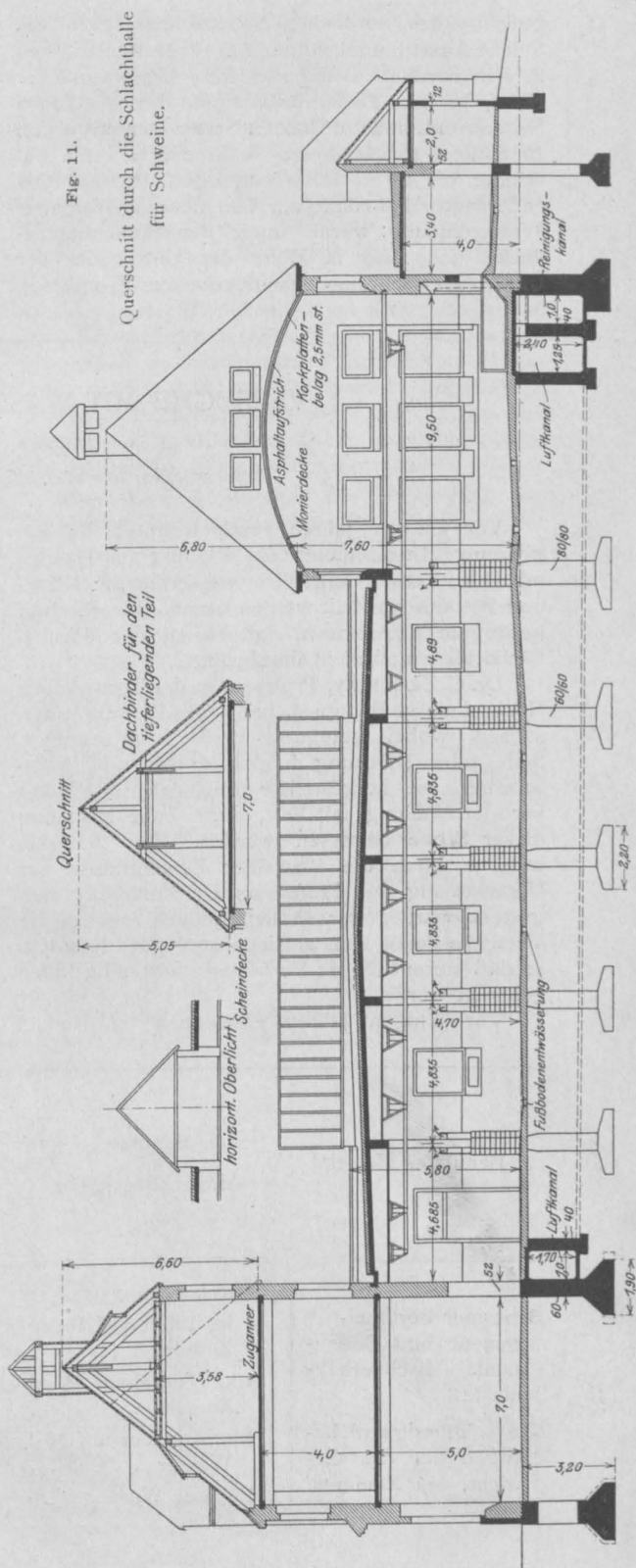


Fig. 12.

Schweineschlachthalle, Zerteilen der Tiere.

dienen zur Aufnahme der hochliegenden Gleise, an denen die Tierkörper in Laufkatzen hängend bewegt werden, siehe Fig. 12.

In dem nördlichsten breiten und höheren Längsschiffe stehen an der nördlichen Längswand, bis in die Töfbuchten hineinreichend, die 1,80 m breiten 3,3 m langen Brühbottiche. Die starke Wrasenentwicklung, die infolgedessen in der Schlachthalle herrscht, machte besondere Maßnahmen zu ihrer Bekämpfung nötig. In unter dem Fußboden liegenden Luftkanälen wird trockene heiße Luft dem Gebäude zugeführt, die dann durch senkrechte Schlotte geleitet und in 2,5 m Höhe über dem Fußboden zum Ausströmen gebracht wird. Sie soll die vom Dampf gebildeten Nebel auflösen und so den Abzugschloten im Monier-



gewölbe des nördlichen Seitenschiffes zuführen. Solche Ausströmungsöffnungen für Heißluft liegen in der nördlichen und südlichen Längswand der Halle, in den Fensterbrüstungen der westlichen Seitenwand und zu beiden Seiten der mittelsten 10 Säulen, neben denen senkrechte Eisenbetonschlote bis 2,7 m Höhe emporgeführt sind. Als anderweite Maßnahme zur Verhinderung störender Wrasenbildung wurde unter der Plattenbalkendecke und zwar in Höhe der Unterkante der Unterzüge noch eine Scheindecke aus Eisenbeton

eingezogen, so daß die auf der Zeichnung (Fig. 10) angegebene Teilung der Unterzüge dem Auge entzogen ist. Ebenso wurden in Höhe dieser Scheindecke wagerechte verglaste Oberlichte unter den Oberlichtaufbauten angeordnet. Die Fußböden sind ebenso wie in der Markthalle aus einzelnen Teilen in Beton gestampft und die durchgehenden Fugen mit Asphalt ausgegossen. Die Eisenbetonarbeiten in der Schweineschlachthalle sind von der Firma Odorico in Dresden ausgeführt.

(Fortsetzung folgt.)

VERSUCHE MIT WASSERDICHTEM BETON.

Von A. Grittner,

Laboratorium der Kgl. ung. Staatsbahnen (Budapest).

Vor einigen Jahren erschien unter der Benennung „Lux-Zement“ ein Produkt im Handel, mit Hilfe dessen angeblich wasserdichter Mörtel und Beton hergestellt werden könne. Das Produkt besaß die Eigenschaft, daß es an der Wasseroberfläche blieb und nicht durchnäßte.

Dr. C. Zielinszky, Professor an der Technischen Hochschule in Budapest, ließ jenes Produkt untersuchen, wobei gefunden wurde, daß es Fett, Seife oder Mischung beider enthält und wahrscheinlich so hergestellt wurde, daß die Klinker vor der Mahlung mit Fett, Seife oder Mischung dieser Stoffe begossen wurden. Das Material, welches durch die Beocsiner Zementfabrik auf Veranlassung des Professors Dr. Zielinszky hergestellt wurde, war ähnlich, jedoch ergaben die Versuche damit kein zufriedenstellendes Resultat, so daß hiermit dieses Verfahren vollständig fallen gelassen wurde.

Vor einigen Jahren erschienen im Handel

unter der Benennung „Aquabar“ und „Biber“ zwei Stoffe, welche dem Anmachwasser beigegeben, wasserdichte Eigenschaften dem Beton verleihen sollten.

Die königl. ungarischen Staatseisenbahnen erprobten das Aquabar bei einem ihrer Bauten um diesen vor dem Eindringen des Grundwassers zu schützen. Die Herstellung des Betons leitete persönlich ein Organ der Aquabarvertretung, doch wurde das gewünschte Ziel nicht erreicht. Angeblich hatte die Vertretung an anderen Orten damit gute Resultate erzielt.

Im Jahre 1909 wurde sowohl Aquabar als auch Biber im Laboratorium der königl. ungarischen Staatseisenbahnen einer Prüfung unterzogen, um die Festigkeit und Wasserdichtigkeit der mit diesen Stoffen hergestellten Betone zu ermitteln. Aquabar ist eine teilweise aus Tran hergestellte Seifenlösung; Biber besteht wesentlich aus einem Öl, das bei der Teerölerzugung gewonnen wird.

Benutztes Material	Benutzte Anmachflüssigkeit	Der normalen Druckprobekörper		Die Höhe des Wassers in den Probekörpern in cm		
		Volum- gewicht	Druck- festig- keit nach 28 Tagen	ur- sprüng- lich	nach 7 Tagen	nach 28 Tagen
Beocsiner Portland- zement und Donau- sand. Mischverhält- nis 1:3.	Wasserleitungswasser	2,16	116	14	13,0	10,5
	1 kg Biber auf 15 kg Zement	2,14	96	14	13,1	13,0
	1 kg Teeröl auf 15 kg Zement	2,15	94	14	13,6	12,8
	1 kg Aquabar auf 50 l Wasser	—	—	14	13,5	13,0
	5%ige Waschseifen- lösung	2,09	67	14	12,9	11,4
63,5% Flüssigkeit be- zogen auf das Ge- wicht des Zements.						

In Anbetracht der hohen Preise dieser Stoffe wurden auch Versuche angestellt, ob nicht Aquabar durch eine gewöhnliche Seifenlösung und Biber durch Teeröle, die zur Imprägnierung der Bahnschwellen verwendet werden, zu ersetzen wären.

Zu den Versuchsergebnissen, welche die Zusammenstellung auf Seite 12 zeigt, sei bemerkt, daß die Probekörper nach 28 Tagen ihrer Herstellung der Prüfung unterworfen wurden. Die hohlen Probekörper waren mit einer Kantenlänge von 20 cm hergestellt, die Tiefe der Höhlung war 15 cm, die Dicke der Seitenwände 4 cm. In die Höhlung wurde Wasser gegossen und mit einer Glasplatte bedeckt, damit das Wasser nicht verdunsten könne.

Diese Versuche zeigen, daß Biber durch das viel billigere Teeröl zu ersetzen ist. Es ist auch ersichtlich, daß weder Biber noch Aquabar ganz zufriedenstellende Resultate unter diesen Bedingungen ergeben haben. Gewöhnliche Waschseife ergab so schlechte Resultate, daß damit das gewünschte Ziel überhaupt nicht zu erreichen ist.

Als ein in Fiume aus Eisenbeton hergestelltes Lagerhaus auf einigen Stellen, und zwar auf der dem Sirocco ausgesetzten Seite Durchnässung zeigte, kam das Problem des wasserdichten Betons wieder in den Vordergrund, und zwar in der Form, wie die Betonflächen zu behandeln wären, um vollständige Wasserdichtigkeit zu erzielen.

Professor Zielinszky erzielte mit der Fluatisierung des Wasserreservoirs der Eisenbahnstation Temesvár gute Resultate, so sollten auch diesbezügliche Versuche im Laboratorium unternommen werden. Es sollten auch Versuche mit einem Anstrichmittel, Inertol genannt, ferner neuere Versuche mit Seife unternommen werden, und

wofür ich ihm innigsten Dank hier aussprechen möchte.

Inertol, das von der Fabrik Lux empfohlen wurde, ist ein im Steinkohlenteer gelöstes Pech oder Bitumen, dem ein Trockenmittel zugesetzt ist. Um sichere Resultate zu erzielen, müssen die Probekörper nach Anweisung der Fabrik mindestens drei Monate zum Austrocknen hingelegt und dann mit Inertol gestrichen werden. Diese Bedingung ist auch bei einem Baue zu befolgen.

Zum Zwecke der Erprobung der Fluatisierung wurden hohle Würfel mit 7 cm Kantenlänge und 1 cm Wandstärke hergestellt; ferner wurden, um Saughöhen zu bestimmen, Prismen von 21 cm Höhe und 5 × 5 cm Querschnitt angefertigt; endlich wurden Scheiben von 9 cm Durchmesser und 1 cm respektive 3 cm Dicke auf dem Apparat von Böhme auf Wasserdruck erprobt.

Das Material, welches zur Herstellung der Probekörper gewählt wurde, war identisch mit dem, aus welchem das Lagerhaus in Fiume erbaut wurde und zwar wurde benutzt:

1. Portlandzement von Lăbatlau, welcher nach den ungarischen Zementnormalien geprüft nach 28 Tagen folgende Festigkeit ergab:

Zugfestigkeit. . . 37,4 kg,
Druckfestigkeit . . 444 kg;

2. Kunstsandstein aus Karster Kalkstein, dessen Raumgewicht 1,43 und dessen Korngröße 58% unter 3 mm und 42% über 3 mm war.
3. Verwendet wurde eine Magnesiafluatlösung von 20° Beaumé.

Die Probekörper wurden so hergestellt, daß nach Fertigstellung das Raumgewicht 2,31 war.

Die Versuchsergebnisse waren folgende:

Mischungs- verhältnis	Wasser % auf das Zementgewicht	Zement in m ³ Mörtel in kg	Wasser- dichtigkeit in welchem Zu- stand?	Verbrauchte Fluat- lösung auf m ² in kg	Saughöhe der Prismen nach 24 Std. in cm	In 24 Stunden durch- gegangenes Wasser bei 2,1 Atm. Druck pro cm ² in Gramm		Wasseraufnahme der hohlen Körper nach 24 Std. in %, bezogen auf das Gewicht der Körper	
						1 cm dicke Scheibe	3 cm dicke Scheibe	%	Anmerkung
1:3	50	458	Ohne Fluat	—	6	0,78	0,41	19,6	Wasser innen 3 cm hoch
			2mal Fluat	0,4	5	0,31	0,24	9,2	" " 1 " "
			4mal Fluat	0,7	3	0,12	0,04	1,2	Ganze Fläche innen feucht
			6mal Fluat	0,9	1,5	0,04	0,00	0,7	Auf einer Stelle feucht

zwar diesmal mit Schmierseife (Kaliseife), da Professor Zielinszky bei einem Betonbau mit Schmierseife gute Resultate erzielt hatte. Die Ratschläge des Herrn Prof. Dr. Zielinszky betreffs Anwendung der Schmierseife leisteten mir große Dienste,

Die Prismen und hohlen Körper standen im Wasser von 4 cm Höhe, letztere wurden mit Glasplatten bedeckt.

Die Versuche zeigen, daß die Wasserdichtigkeit erst nach mehrfacher Fluatisierung zu er-

reichen ist, wodurch aber dieses Verfahren zu kostspielig wird, da für 1 kg Magnesiafluat hier 3 Kronen gezahlt wurde, und auch das mehrfache Tränken mit Fluat das Verfahren verteuert.

Zu den Versuchen mit Inertol wurden ganz ähnliche Probekörper aus Beocsiner Portlandzement und Donausand angefertigt. Der Beocsiner Portlandzement hatte nach 28 Tagen

Zugfestigkeit . . . 31,8 kg,

Druckfestigkeit . . 440 kg.

Die Korngröße des Donausandes war etwas unter der des Normalsandes, das Raumgewicht eingefüllt war 1,64.

Die Probekörper wurden 28 Tage feucht aufbewahrt, dann zum Trocknen liegen gelassen, bis dieselben 3 Monate alt waren, hierauf mit Inertol gestrichen. Jeder Anstrich wurde erst nach vollständiger Trocknung des früheren Anstriches vollzogen. Die hohlen Probekörper wurden nur außen, die Prismen nur 1 cm höher gestrichen,

Das Resultat ist als günstig zu bezeichnen um so mehr als die Probekörper absichtlich nicht so dicht hergestellt wurden als jene der Fluatversuche, es muß aber bemerkt werden, daß die Anwendbarkeit des Verfahrens nur eine beschränkte ist, denn das Austrocknen nasser Wände ist immer fraglich, ja sehr oft undurchführbar.

Die letzten Versuche wurden auf Anregung des Prof. Zielinszky mit Schmierseife durchgeführt. Als Material dieser Versuche wurde dasselbe gewählt wie jenes der Versuche mit Inertol. Die Anmachflüssigkeit bestand aus einer Schmierseifenlösung, die 8 kg Seife in 100 l Wasser enthielt. Es sei ausdrücklich betont, daß man die Seife vollkommen lösen muß, was man am besten erreicht, wenn zur Herstellung warmes Wasser benutzt und nachher durch ein dichtes Gewebe filtriert wird. Das Raumgewicht der Körper und die Abmessungen derselben sind gleich wie bei Inertol.

Mischungsverhältnis	Flüssigkeit % auf Zement	Zement kg in 1 m ³ Mörtel	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Anmachflüssigkeit	Saughöhe der Prismen in cm		85 cm Wassersäule fällt nach 1 Stunde auf cm		Hohlkörper nehmen Wasser auf, in % auf das Gewicht der Körper bezogen		
					1 Std.	24 Std.	Scheibe 1 cm	Scheibe 3 cm	24 Std.	8 Tage	Anmerkung
1:2,5	30	538	258	Wasser	14	19	0	0	22	22	Nach 24 Std. 4 cm hoch Innen trocken
			158	Seife	0	0	37	42	0	0	

als sie im Wasser standen, und die Scheiben nur auf jener Seite, auf welche der Wasserdruck ausgeübt wurde. Das Raumgewicht der Probekörper war nach ihrer Herstellung 2,04. Die Resultate dieser Versuche, die ähnlich ausgeführt waren wie jene der Fluatversuche, enthält folgende Zusammenstellung:

Die Versuche ergeben, daß gegen Druck wenig Erfolg erzielt wurde, gegen Einsickern des Wassers leistet dagegen dieser Mörtel genügend Widerstand. Das teilweise ungünstige Resultat ist dem Umstande zuzuschreiben, daß der Beton wegen seines geringen Wassergehaltes nicht genügend gestampft werden konnte und deshalb

Mischungsverhältnis	Wasser % auf Zement	Zement kg im m ³ Mörtel	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Wasserdichtigkeit in welchem Zustande?	Saughöhe der Prismen		85 cm Wasserdruck fällt bei der Scheibe von 1 cm auf cm		Wasserdurchlaß bei der 3 cm-Scheibe in 24 Std. pro cm ² in Gramm	Wasseraufnahme der Hohlkörper bezogen auf das Gewicht der Körper in %		
					1 Std.	8 Tage	1 Std.	24 Std.		24 Std.	8 Tage	Anmerkung
1:2,5	30	538	258	Ursprünglich	10	17	0	0	795	22	22	Wasser innen 4 cm hoch Vollständig trocken
				Inertol	0	0	85	81	9,1	0	0	

nicht genügend dicht war; es wurde deshalb noch ein Versuch gemacht, bei dem mehr Wasser und Seifenlösung benutzt wurde.

Zur Herstellung der Probekörper* wurde Beocsiner Portlandzement benutzt und Sand aus der Maros, dessen Korngröße bis 94% unter 3 mm war. Das Raumgewicht des Sandes war eingefüllt 1,52. Die Seifenlösung war dieselbe wie vorher.

Die Probekörper wurden nach 28 Tagen vor Anstellung der Versuche auf einem geheizten Ofen vollständig ausgetrocknet. Nach beendeten Versuchen wurden die Körper neuerdings bei 120° C getrocknet und abermals geprüft, ob sich die Wasserdichtigkeit nicht ändert. Die Versuche zeigten im ersten wie im zweiten Falle ein gleiches Resultat.

Die Versuchsergebnisse sind folgende, wozu bemerkt sei, daß das Raumgewicht der Körper nach der Herstellung 2,22 war.

Auffallend ist jedoch der Versuch, daß die Scheibe von 3 cm Dicke auch dem Drucke von 2,1 Atmosphären widerstand, ohne nach 24 Stunden bemerkbar durchnäßt gewesen zu sein.

Dieser Versuch beweist glänzend, daß ein dichter Beton, zu dessen Herstellung Schmierseife verwandt wird, vollständig undurchlässig für Wasser ist, ohne dabei jene mühsame Arbeit anzuwenden, die zum Gelingen beim Fluatisieren notwendig ist.

Nicht nur diese Versuche, sondern auch die praktische Anwendung dieses Verfahrens beweist die Richtigkeit der gefundenen Tatsachen. Das Reservoir des Wasserturmes auf der Margaretheninsel in Budapest von 600 m³ wurde mit Schmierseife hergestellt, nachdem Vorversuche mit großen Hohlkörpern die vollständige Wasserdurchlässigkeit des zur Verwendung gelangenden Betons bewiesen haben. Die Herstellung eines Betons mit Schmierseife stellt sich auch nicht

Mischungsverhältnis	Flüssigkeit % auf Zement	Zement kg in 1 m ³ Mörtel	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Saughöhe der Prismen in cm		Wassersäule von 85 cm fällt bei der Scheibe von 1 cm Dicke auf cm		Wasserdruck von 2,1 Atm. Scheibe von 3 cm läßt in 24 Stunden pro cm ² Wasser durch in Gramm	Wasseraufnahme der Hohlkörper, bezogen auf das Gewicht der Körper in %		
				1 Std.	24 Std.	24 Std.	8 Tage		24 Std.	8 Tage	Anmerkung
1 : 2,5	40	563	242	2	5	83	81	88	2,5	4,0	Durchnäßt, Wasser eingedrungen
			210	0	0	85	85	0	0	0	Vollständig trocken

Wie ersichtlich, sind die Probekörper, welche mit Wasser hergestellt waren, bedeutend dichter als bei den vorigen Versuchen. Auffallend, ja sogar überraschend ist bei den Probekörpern, die mit Schmierseife hergestellt waren, daß nicht nur die Hohlkörper und Prismen vollständig wasserdicht waren, sondern auch die Scheibe von 1 cm Dicke eine Wassersäule von 85 cm hielt, ohne daß diese nach 24 Stunden merkbar gefallen wäre.

hoch, denn der Preis der Kaliseife beträgt 40—42 Kronen pro 100 kg. Der Kubikmeter Beton würde daher höchstens um 10 Kronen teurer zu berechnen sein.

Es ist richtig, daß ein fester und vollständig dichter Beton, der mit reinem Zement sehr sorgfältig verputzt und gedichtet wird, auch wasserdicht ist; doch ist mit Schmierseife dasselbe Ziel leichter, mit weniger Mühe und Sorgfalt und sogar billiger zu erreichen.

BEITRAG ZUR THEORIE DER RIPPENKUPPEL.

Von Dr.-Ing. Henri Marcus (Berlin).

Das räumliche Tragwerk, welches den Gegenstand der vorliegenden Untersuchung bildet, besteht aus mehreren Rippen und Ringen. Die Rippen liegen in lotrechten Ebenen, welche sich in einer gemeinsamen lotrechten Achse durch-

schneiden: senkrecht zur letzteren liegen die Ebenen der Ringe (Fig. 1).

Wir setzen voraus, daß das Trägergebilde zyklisch symmetrisch aufgebaut ist: sind 2n Rippen vorhanden, so kann das System durch eine

Drehung um den Winkel vom Bogenmaß $\frac{\pi}{n}$ um die Mittelachse mit sich zur Deckung gebracht werden. Hierbei bilden die Achsen der Rippen eine regelmäßige Umdrehungsfläche, die Ringe regelmäßige konzentrische Polygone.

Die Stützungsart möge durch die folgenden Bedingungen charakterisiert werden: die Rippen werden an ihrem unteren Ende an dem Stützkörper drehbar befestigt, und zwar derartig, daß

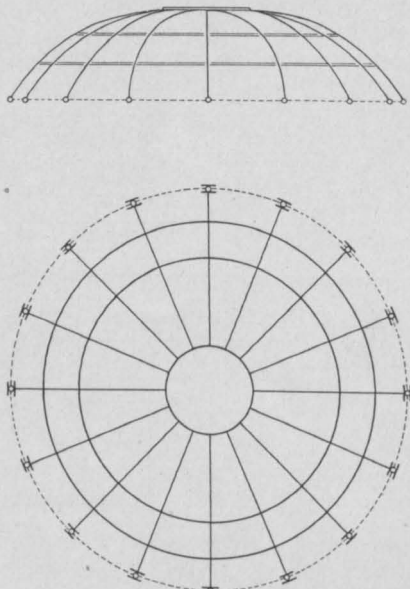


Fig. 1.

die Stützpunkte in radialer Richtung unverrückbar bleiben, während sie sich in tangentialer Richtung frei bewegen können. Diese gelenkartige Lagerung hat in konstruktiver Beziehung den Vorzug einer einfachen und einwandfreien Gliederung zwischen Rippe und Stützkörper, und in statischer Hinsicht den Vorteil, daß die durch Temperaturänderung und Nachgiebigkeit der Stützung hervorgerufenen Nebenspannungen in mäßigen Grenzen gehalten werden können*).

*) Die bisherigen Untersuchungen von Rippenkuppeln in Eisenbeton haben fast immer eine feste Einspannung des unteren Rippenendes vorausgesetzt. Vgl. Prof. S. Müller-Berlin: „Die Kuppel der Friedrichstraßen-Passage, Berlin“, (Armierter Beton 1909); Dr. Mautner: „Beitrag zur Theorie der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Form der Rippenkuppel“, (Wilhelm Ernst & Sohn 1911). Diese Voraussetzung läßt sich konstruktiv verhältnismäßig einfach erfüllen, wenn sich die Rippen unmittelbar als Pfeiler fortsetzen: sie führt dagegen zu komplizierten und wenig sicheren Ausbildungen des Stützkörpers, wenn die Rippen auf gekrümmten Stützen oder Gurtbögen ruhen, da letztere sehr bedeutenden Verdrehungsspannungen ausgesetzt werden. Auch hinsichtlich der Temperatur ist die Einspannung, besonders bei flachen Kuppeln, viel ungünstiger als die gelenkartige Lagerung.

Die Annahme einer in tangentialer Richtung freien Beweglichkeit der Stützpunkte ist für Eisenbetonkuppeln insofern besonders zweckmäßig, als die Rippen hierdurch nur in ihrer Meridianebene beansprucht werden, während die Voraussetzung einer in jeglicher Richtung unverrückbaren Lage der Stützpunkte die Entstehung von Querbiegungs- und Verdrehungsmomenten zur Folge hat, deren Einfluß nach dem jetzigen Stande der Eisenbetonwissenschaft, nur sehr schwer und wenig genau festgestellt werden kann.

Um eine derartige Beanspruchung auf mehrfach zusammengesetzte Festigkeit überhaupt zu vermeiden, wird in der vorliegenden Untersuchung die Annahme zugelassen, daß auch der Anschluß der Zwischenringe an die Rippen in solcher Weise hergestellt wird, daß der gegenseitige Widerstand in der Richtung der Schnittlinien der Ring- und Rippenebenen geleistet wird: beide Trägerarten haben dann nur einfache Biegemomente und Achsialkräfte aufzunehmen. Dagegen soll der Schlußring derartig ausgebildet werden, daß er lotrechte Querkkräfte und Biegemomente von einer Kuppelhälfte auf die andere übertragen kann. Diese Voraussetzung ist erforderlich, wenn man den wirklichen, vollständigen, räumlichen Zusammenhang der Glieder einer Kuppel sowohl in konstruktiver, als in statischer Hinsicht sichern will: die lotrechten Querkkräfte am Scheitel tragen nämlich, bei jedem einseitigen Lastangriff und insbesondere bei halbseitiger Belastung mit Wind und Schnee, zu einer wesentlichen Stabilisierung des ganzen Systems bei, indem sie belastete und unbelastete Rippen zu einer gemeinsamen statischen Wirkung heranziehen.

Um den wichtigen Einfluß dieser Kräfte in möglichst einfacher Weise verfolgen zu können, werden wir schließlich, vorbehaltlich späterer genauerer Untersuchungen, die Annahme treffen, daß der Scheitelring kräftig genug bemessen wird, um als starr angesehen werden zu dürfen*).

*) Die genaue Untersuchung des auf Biegung und Verdrehung beanspruchten Schlußringes ist mit sehr bedeutenden rechnerischen Schwierigkeiten verknüpft. Eine beachtenswerte Lösung dieses Problems ist für eiserne Fachwerke von Prof. Dr.-Ing. Mann in seiner Veröffentlichung „Über zyklische Symmetrie in der Statik mit Anwendungen auf das räumliche Fachwerk“ (Eisenbau 1911, Heft 1) gegeben worden. Für Ringe, welche nur in ihrer Ebene biegefest sind, haben Prof. Dr.-Ing. Müller-Breslau in den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre“ (1904), § 32 und in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure (1898), Dr. Mautner in dem vorhin erwähnten „Beitrag zur Theorie der Rippenkuppel“ eingehende Untersuchungen angestellt. Diese Untersuchungen haben gezeigt, daß der Einfluß der elastischen Nachgiebigkeit des Schlußringes nicht unerheblich ist: er kann aber bei Eisenbetonkuppeln sehr wesentlich vermindert werden, wenn für eine kräftige Ausbildung des Ringquerschnittes Sorge getragen wird.

Diese Bedingung läßt sich praktisch mit hinreichender Sicherheit erfüllen, wenn die Seitenwände des Laternenaufsatzes, der sich bei den meisten Kuppeln am Schlußring anschließt, mit dem letzteren derartig fest verbunden werden, daß beide ein statisch einheitlich wirkendes Tragwerk bilden: hierdurch erhält der Ring gegenüber den Rippen ein so bedeutendes Trägheitsmoment, daß man seine Formänderungsarbeit im Vergleich zu derjenigen der Rippen vernachlässigen darf. Die Vernachlässigung ist besonders zulässig, wenn sehr viele Rippen am Scheitel

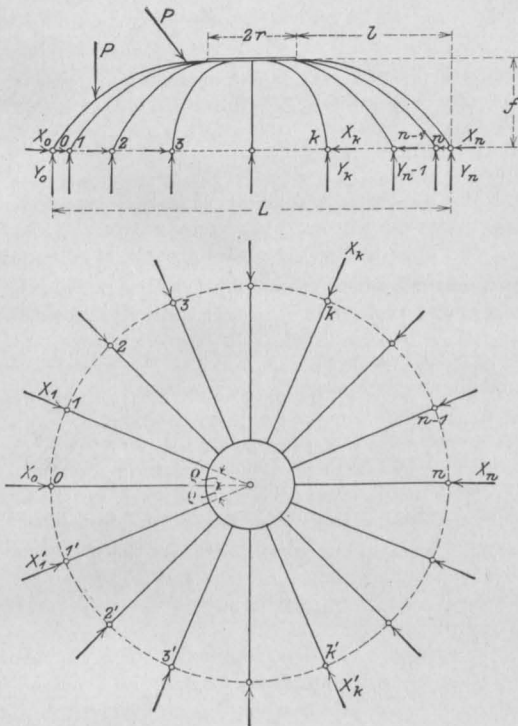


Fig. 2.

ring angeschlossen werden, und wenn der Halbmesser desselben im Vergleich zur Rippenspannweite klein genug ist.

Die Annahme eines starren Schlußringes gestattet, wie wir zeigen werden, den Rechnungsgang wesentlich zu vereinfachen und sehr wertvolle Einblicke in die Spannungsverteilung bei Rippenkuppeln zu gewinnen, und möge daher, mit Rücksicht auf ihre praktische Zweckmäßigkeit, den folgenden Untersuchungen zugrunde gelegt werden.

Wir werden zunächst die einfachste Form des räumlichen Tragwerkes, die Kuppel mit gerader Rippenanzahl und ohne Zwischenringe behandeln*).

*) Die Untersuchung der Kuppel mit Zwischenringen ist einer späteren Veröffentlichung vorbehalten.

Wir bezeichnen nach Fig. 2 mit

- 1: die Spannweite einer Rippe,
- f: die Pfeilhöhe der Kuppel,
- r: den Halbmesser des Schlußringes,
- L: den Durchmesser der Kuppel,
- q: den Winkel, welchen die Achsen zweier benachbarter Rippen in der Grundrißprojektion miteinander bilden,
- I: das Trägheitsmoment des Rippenquerschnittes,
- E: den Elastizitätsmodul des Rippenmaterials.

Es möge nur eine Rippe durch äußere Kräfte P, welche in ihrer Meridianebene angreifen, beansprucht werden. Wir geben der belasteten Rippe die Ordnungsziffer 0, und den übrigen, beiderseits derselben, die Ziffern 1 und 1', 2 und 2', 3 und 3', usw.: die nte Rippe ist die der belasteten diametral gegenüberliegende.

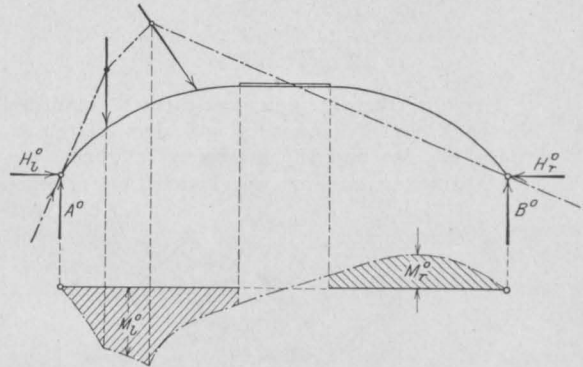


Fig. 3.

Der Stützenwiderstand der kten Rippe ist durch zwei Kraftgrößen, den lotrechten Stützendruck Y_k , und den wagerechten, radialgerichteten Schub X_k definiert. Mit Rücksicht auf die Symmetrie gelten die Beziehungen:

$$I) \quad \left\{ \begin{array}{l} X_1 = X'_1, \\ X_2 = X'_2, \\ X_3 = X'_3, \\ \dots \dots \dots \\ X_{n-1} = X'_{(n-1)}. \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Y_1 = Y'_1, \\ Y_2 = Y'_2, \\ Y_3 = Y'_3, \\ \dots \dots \dots \\ Y_{n-1} = Y'_{(n-1)}. \end{array} \right.$$

Insgesamt sind also $(n+1)$ -Werte X und $(n+1)$ -Werte Y zu bestimmen.

Denken wir uns den Stützenwiderstand der Rippen 1. und 1', 2. und 2', 3. und 3' (n-1) und (n-1)', die wir kurz als Nebenrippen bezeichnen wollen, beseitigt, so entsteht ein Trägergebilde, das als Hauptsystem aufgefaßt werden soll: es ist ein ebener, einfach statisch unbestimmter Zweigelenkbogen. Die Lasten P rufen in diesem Hauptsystem (Fig. 3) Auflagerreaktionen A^0 und B^0 , H_l^0 und H_r^0 , und Biegemomente M_l^0 und M_r^0 hervor. Werden nun die Nebenrippen an ihren Stützpunkten wieder fest angeschlossen, so

üben dieselben auf das Hauptsystem einen resultierenden Widerstand K aus, welcher die Entstehung von Stützdrücken A' und B' , H'_l und H'_r und von Biegemomenten M'_l und M'_r zur Folge hat (Fig. 4).

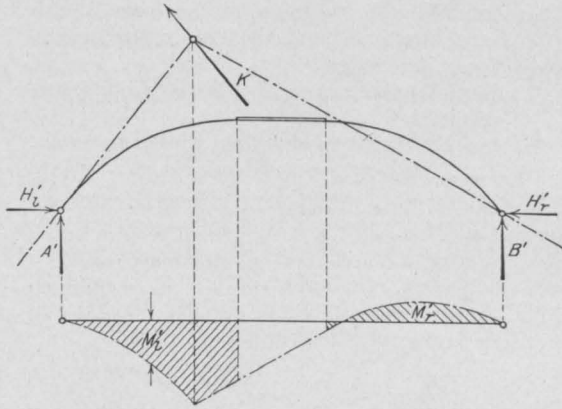


Fig. 4.

Um die Beziehungen zwischen K und den Werten X und Y einerseits und den Werten A' , B' , H'_l , H'_r , M'_l und M'_r andererseits möglichst einfach abzuleiten, nehmen wir zunächst an, es seien

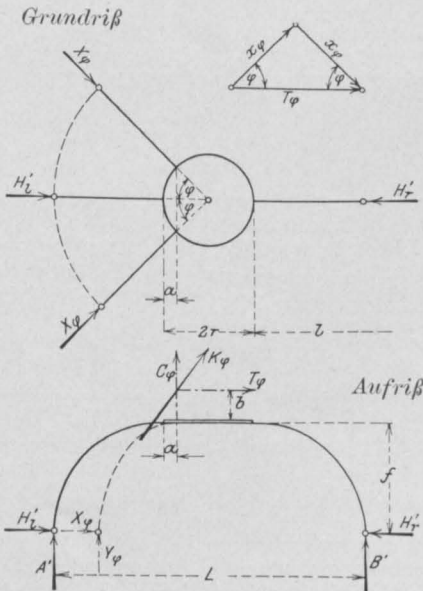


Fig. 5.

nur 2 Nebenrippen vorhanden, deren Achsen den gleichen Winkel φ mit der Achse des Hauptsystems bilden (Fig. 5).

Die Stützenwiderstände X_φ und Y_φ rufen in diesen Rippen (Fig. 5a) die Biegemomente

$$1) \dots \dots M_\varphi = Y_\varphi \cdot x - X_\varphi \cdot y$$

hervor. Die Spannungen des Scheitelquerschnittes setzen sich aus der Achsialkraft X_φ , der Querkraft Y_φ und dem Kräftepaar $M_{s_\varphi} = Y_\varphi l - X_\varphi f$ zusammen. Diese drei Werte stellen den Spannungswiderstand dar, welcher durch den Anschluß der Nebenrippe an den Scheitelring erzeugt wird.

Die Kräfte X_φ und Y_φ der beiden Rippen vereinigen sich zu einem in der Ebene des Haupt-

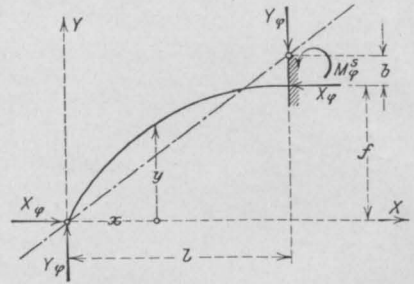


Fig. 5 a.

systems fallenden resultierenden Druck K_φ : letzterer wird zerlegt in eine lotrechte Komponente

$$2) \dots \dots \dots C_\varphi = 2 Y_\varphi$$

und in eine wagerechte Komponente

$$3) \dots \dots \dots T_\varphi = 2 X_\varphi \cdot \cos \varphi$$

Die Lage von K_φ gegenüber dem Scheitelring ist durch die zwei Ordinaten a und b bestimmt. Aus der Fig. 5 ist ohne weiteres zu ersehen, daß

$$a = r(1 - \cos \varphi)$$

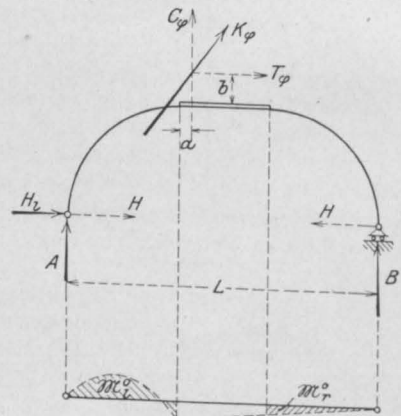


Fig. 6.

ist, während b sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$b T_\varphi = 2 M_{s_\varphi} \cdot \cos \varphi,$$

oder

$$b = \frac{2 M_{s_\varphi} \cdot \cos \varphi}{T_\varphi} = l \cdot \frac{Y_\varphi}{X_\varphi} - f$$

ergibt.

Um die durch K_q erzeugten Auflagerreaktionen und Biegemomente zu ermitteln, denken wir uns das rechte feste Gelenk des Hauptsystems (Fig. 6) durch ein wagerechtes Gleitlager ersetzt. Der Spannungszustand des statisch bestimmten Trägers ist durch die folgenden Stützenwiderstände charakterisiert:

$$4a) \quad A = -\frac{C_q}{L} [1 + r(1 + \cos q)] - \frac{T_q}{L} (b + f) \\ = -Y_q (1 + \cos q)$$

$$4b) \quad B = -\frac{C_q}{L} [1 + r(1 - \cos q)] + \frac{T_q}{L} (b + f) \\ = -Y_q (1 - \cos q)$$

$$4c) \quad H_1 = -T_q = -2X_q \cdot \cos q$$

$$4d) \quad H_r = 0$$

Die Biegemomente der linken bzw. der rechten Rippe folgen den Gleichungen:

$$4e) \quad \mathfrak{M}_1^o = +2X_q \cdot \cos q \cdot y - Y_q (1 + \cos q) x$$

$$4f) \quad \mathfrak{M}_r^o = -Y_q (1 - \cos q) x$$

Der bei diesem Belastungszustande in dem einfach statisch unbestimmten Hauptsystem entstehende Horizontalschub H ergibt sich aus der bekannten Elastizitätsgleichung des Zweigelenkbogens:

$$II) \quad H = \frac{\int \mathfrak{M}_1^o y \frac{ds}{EI}}{\int y^2 \frac{ds}{EI}}$$

Hierbei ist die Integration nur auf die beiden Rippen zu erstrecken, da unserer Voraussetzung gemäß der Schlußring als starre Scheibe keinen Beitrag zur Formänderungsarbeit leistet.

Aus Gl. (II) erhält man:

$$IIa) \quad H = \frac{\int_0^1 (\mathfrak{M}_1^o + \mathfrak{M}_r^o) y \frac{ds}{EI}}{2 \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}} \\ = \frac{2 \cos q}{2 \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}} \left[X_q \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI} - \frac{Y_q}{\cos q} \int_0^1 xy \frac{ds}{EI} \right]$$

oder auch, wenn zur Abkürzung

$$\frac{\int_0^1 xy \frac{ds}{EI}}{\int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}} = \alpha$$

gesetzt wird.

$$III) \quad H = \cos q X_q - \alpha Y_q$$

Die Gl. (4) liefern in Verbindung mit der Gl. (III) für das statisch unbestimmte Hauptsystem die Werte:

$$\begin{aligned} 5a) \quad & A' = -Y_q (1 + \cos q) \\ 5b) \quad & B' = -Y_q (1 - \cos q) \\ 5c) \quad & H'_1 = -(\alpha Y_q + X_q \cos q) \\ 5d) \quad & H'_r = -(\alpha Y_q - X_q \cos q) \\ 5e) \quad & M'_1 = \mathfrak{M}_1^o - Hy = X_q \cdot \cos q \cdot y \\ & \quad + Y_q [\alpha y - x(1 + \cos q)] \\ 5f) \quad & M'_r = \mathfrak{M}_r^o - Hy = -X_q \cdot \cos q \cdot y \\ & \quad + Y_q [\alpha y - x(1 - \cos q)] \end{aligned}$$

Durch dies Gleichungssystem sind alle Beziehungen zwischen K_q und dem Spannungszustand des Hauptsystems eindeutig festgestellt.

Werden nun alle Nebenrippen angeschlossen, so nimmt q der Reihe nach die Werte $q, 2q, 3q, \dots, (n-1)q$, d. h. es werden:

$$\begin{aligned} X_1 &= X'_1 = X_q \\ X_2 &= X'_2 = X_{2q} \\ X_3 &= X'_3 = X_{3q} \\ &\dots \dots \dots \\ X_{n-1} &= X'_{(n-1)} = X_{(n-1)q} \\ Y_1 &= Y'_1 = Y_q \\ Y_2 &= Y'_2 = Y_{2q} \\ Y_3 &= Y'_3 = Y_{3q} \\ &\dots \dots \dots \\ Y_{n-1} &= Y'_{(n-1)} = Y_{(n-1)q} \end{aligned}$$

Die Gl. (5) gehen über in:

$$6) \quad \left\{ \begin{aligned} A' &= -\sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q (1 + \cos q) \\ B' &= -\sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q (1 - \cos q) \\ H'_1 &= -\sum_{q=q}^{q=(n-1)q} [\alpha Y_q + X_q \cos q] \\ H'_r &= -\sum_{q=q}^{q=(n-1)q} [\alpha Y_q - X_q \cos q] \\ M'_1 &= \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} X_q \cdot \cos q \cdot y \\ &\quad + \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q [\alpha y - x(1 + \cos q)] \\ M'_r &= -\sum_{q=q}^{q=(n-1)q} X_q \cdot \cos q \cdot y \\ &\quad + \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q [\alpha y - x(1 - \cos q)] \end{aligned} \right.$$

Fügen wir zu diesen Werten die durch die äußere Belastung (Fig. 3) gegebenen Werte $A^o, B^o, H^o_1, H^o_r, M^o_1, M^o_r$ hinzu, so erhalten wir zur Kennzeichnung des wirklichen Spannungszustandes des Hauptsystems die endgültigen Formeln:

$$Y_0 = A^0 + A' = A^0 - \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q (1 + \cos q)$$

$$Y_n = B^0 + B' = B^0 - \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q (1 - \cos q)$$

$$X_0 = H_0^1 + H_1' = H_0^1 - \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} [\alpha Y_q + X_q \cos q]$$

$$X_n = H_0^r + H_r' = H_0^r - \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} [\alpha Y_q - X_q \cos q]$$

$$M_1 = M_0^1 + M_1' = M_0^1 + \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} X_q \cdot \cos q \cdot y + \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q [\alpha y - x (1 + \cos q)]$$

$$M_r = M_0^r + M_r' = M_0^r - \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} X_q \cdot \cos q \cdot y + \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q [\alpha y - x (1 - \cos q)]$$

Setzen wir zur Abkürzung

$$\text{IV) } \left\{ \begin{array}{l} \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q = Y_q + Y_{2q} + Y_{3q} + \dots + Y_{(n-1)q} = \mathfrak{Y}_1 \\ \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} Y_q \cos q = Y_q \cos q + Y_{2q} \cos 2q + Y_{3q} \cos 3q + \dots + Y_{(n-1)q} \cos [(n-1)q] = \mathfrak{Y}_2 \\ \sum_{q=q}^{q=(n-1)q} X_q \cos q = X_q \cos q + X_{2q} \cos 2q + X_{3q} \cos 3q + \dots + X_{(n-1)q} \cos [(n-1)q] = \mathfrak{Y}_3 \end{array} \right.$$

so ergibt sich schließlich:

$$\text{7) } \left\{ \begin{array}{l} Y_0 = A^0 - (\mathfrak{Y}_1 + \mathfrak{Y}_2) \\ Y_n = B^0 - (\mathfrak{Y}_1 - \mathfrak{Y}_2) \\ X_0 = H_0^1 - (\alpha \mathfrak{Y}_1 + \mathfrak{Y}_3) \\ X_n = H_0^r - (\alpha \mathfrak{Y}_1 - \mathfrak{Y}_3) \\ M_1 = M_0^1 + \mathfrak{Y}_1 (\alpha y - x) - x \mathfrak{Y}_2 + y \mathfrak{Y}_3 \\ M_r = M_0^r + \mathfrak{Y}_1 (\alpha y - x) + x \mathfrak{Y}_2 - y \mathfrak{Y}_3 \end{array} \right.$$

Das nächste Ziel der weiteren Untersuchung ist die Ermittlung der $(n-1)$ -Werte X_q und der $(n-1)$ -Werte Y_q .

Zur Verfügung stehen uns, auf Grund des Castiglianoschen Satzes der kleinsten Formänderungsarbeit, wenn wir jegliche Verrückung der Stützpunkte und jegliche Temperaturänderung zunächst ausschließen, zwei Elastizitätsgleichungssysteme in der allgemeinen Form:

$$\text{V) } \int \frac{M}{EI} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_q} \cdot ds = 0$$

$$\text{VI) } \int \frac{M}{EI} \cdot \frac{\partial M}{\partial Y_q} \cdot ds = 0.$$

In diesen Gleichungen ist nur der Beitrag der Biegemomente zur Formänderungsarbeit enthalten: die Berücksichtigung der Achsial- und Querkräfte würde keine erheblichen Schwierigkeiten bereiten, wird aber unterlassen, um den Rechnungsgang zu vereinfachen. Diese Vernachlässigung ist durchaus zulässig, weil der hierdurch begangene Fehler innerhalb der Grenzen liegt, welche durch die Annahme des starren Schlußringes gegeben sind.

Betrachten wir zuerst den partiellen Belastungszustand $X_q = +1$ (Fig. 7). Für die beiden in Spannung gesetzten Nebenrippen ist

$$\frac{\partial M}{\partial X_q} = -y.$$

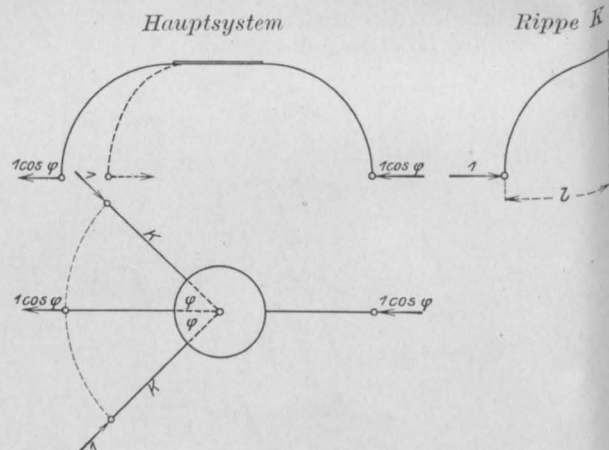


Fig. 7.

Ihr gemeinsamer Beitrag zur Gl. (V) ist:

$$\begin{aligned} \text{8) } & \dots - 2 \int_0^1 (Y_q x - X_q \cdot y) y \frac{ds}{EI} \\ & = -2 Y_q \int_0^1 \frac{x y}{EI} ds + 2 X_q \int_0^1 \frac{y^2}{EI} ds. \end{aligned}$$

Für das Hauptssystem ist

$$\frac{\partial M_l}{\partial X_q} = y \frac{\partial \Sigma_3}{\partial X_q} = +y \cos \varphi$$

$$\frac{\partial M_r}{\partial X_q} = -y \frac{\partial \Sigma_3}{\partial X_q} = -y \cos \varphi.$$

Somit:

$$\begin{aligned} 9) \quad & \int_0^1 \frac{M_l}{EI} y \cos \varphi ds - \int_0^1 \frac{M_r}{EI} y \cos \varphi ds \\ &= 2 \cos \varphi \left[\frac{1}{2} \int_0^1 (M_0^l - M_0^r) \frac{y ds}{EI} \right. \\ & \quad \left. + \Sigma_3 \int_0^1 \frac{y^2 ds}{EI} - \Sigma_2 \int_0^1 \frac{x y ds}{EI} \right]. \end{aligned}$$

Fassen wir die Beiträge der Gl. (8) u. (9) zusammen, so geht die Elastizitätsgleichung (V) über in:

$$\begin{aligned} & 2 X_q \int_0^1 \frac{y^2 ds}{EI} - 2 Y_q \int_0^1 x \frac{y ds}{EI} \\ & + 2 \cos \varphi \left[\frac{1}{2} \int_0^1 (M_0^l - M_0^r) \frac{y ds}{EI} \right. \\ & \left. + \Sigma_3 \int_0^1 \frac{y^2 ds}{EI} - \Sigma_2 \int_0^1 \frac{x y ds}{EI} \right] = 0. \end{aligned}$$

$$10) \quad \dots 2 \int_0^1 (Y_q \cdot x - X_q \cdot y) \frac{x ds}{EI} = 2 Y_q \int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI} - 2 X_q \int_0^1 \frac{x y ds}{EI}.$$

Für das Hauptssystem ergibt sich anderseits:

$$\frac{\partial M_l}{\partial Y_q} = (\alpha y - x) \frac{\partial \Sigma_1}{\partial Y_q} - x \frac{\partial \Sigma_2}{\partial Y_q} = \alpha y - x(1 + \cos \varphi),$$

$$\frac{\partial M_r}{\partial Y_q} = (\alpha y - x) \frac{\partial \Sigma_1}{\partial Y_q} + x \frac{\partial \Sigma_2}{\partial Y_q} = \alpha y - x(1 - \cos \varphi),$$

$$\begin{aligned} 11) \quad & \int_0^1 M_l \cdot \frac{\partial M_l}{\partial Y_q} \cdot \frac{ds}{EI} + \int_0^1 M_r \cdot \frac{\partial M_r}{\partial Y_q} \cdot \frac{ds}{EI} = \int_0^1 (M_0^l + M_0^r) \frac{(\alpha y - x)}{EI} ds - \cos \varphi \int_0^1 (M_0^l - M_0^r) \frac{x ds}{EI} \\ & + 2 \Sigma_1 \int_0^1 \frac{(\alpha y - x)^2 ds}{EI} - 2 \cos \varphi \left(\Sigma_3 \int_0^1 \frac{x y ds}{EI} - \Sigma_2 \int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI} \right). \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich auch, wenn

$$\int_0^1 \frac{(M_0^l - M_0^r)}{2} y \frac{ds}{EI} = U, \quad \int_0^1 \frac{xy}{EI} \frac{ds}{EI} = \alpha$$

$$\int_0^1 \frac{y^2}{EI} \frac{ds}{EI} = \dots$$

gesetzt werden.

$$Va) \quad \dots \alpha Y_q - X_q = U \cos \varphi + \cos \varphi (\Sigma_3 - \alpha \Sigma_2).$$

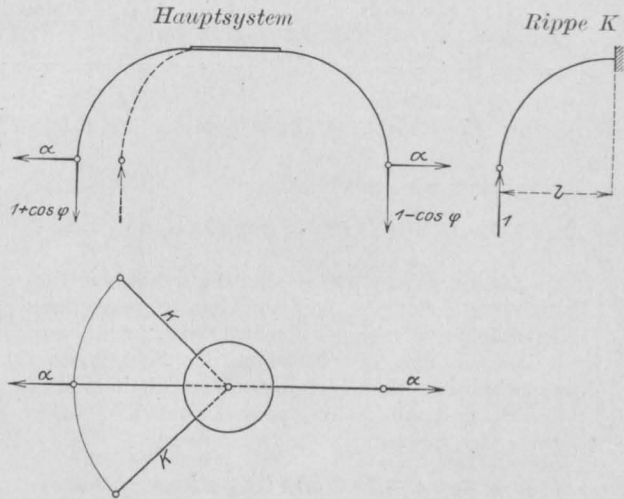


Fig. 8.

Betrachten wir jetzt den partiellen Belastungszustand $Y_q = +1$ (Fig. 8). Für die beiden beanspruchten Nebenrippen ist $\frac{\partial M_q}{\partial Y_q} = +x$.

Ihr gemeinsamer Beitrag zur Gl. (VI) ist:

Fassen wir die Werte (10) u. (11) zusammen, so geht Gl. (VI) über in:

$$\left. \begin{aligned} 2 Y_q \int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI} - 2 X_q \int_0^1 \frac{x y ds}{EI} + 2 \Sigma_1 \int_0^1 \frac{(\alpha y - x)^2 ds}{EI} - 2 \cos q \left(\Sigma_3 \int_0^1 \frac{x y ds}{EI} - \Sigma_2 \int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI} \right) \\ + \int_0^1 (M_{o1} + M_{or}) \frac{(\alpha y - x)}{EI} ds - \cos q \int_0^1 (M_{o1} - M_{or}) \frac{x ds}{EI} \end{aligned} \right\} = 0.$$

Setzen wir

$$\frac{\int_0^1 (M_{o1} - M_{or}) \frac{x ds}{EI}}{2 \int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI}} = V, \quad \frac{\int_0^1 (M_{o1} + M_{or}) \frac{(\alpha y - x)}{EI} ds}{2 \int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI}} = Z, \quad \frac{\int_0^1 \frac{x y ds}{EI}}{\int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI}} = \beta, \quad \frac{\int_0^1 \frac{(\alpha y - x)^2 ds}{EI}}{\int_0^1 \frac{x^2 ds}{EI}} = \gamma,$$

so erhalten wir schließlich:

$$\text{VIa)} \quad \beta X_q - \alpha Y_q = Z - V \cos q + \gamma \Sigma_1 - \cos q (\beta \Sigma_3 - \Sigma_2).$$

Die Gl. (Va) u. (VIa) sind die typischen Elastizitätsgleichungen der einfachen Rippenkuppel: sie drücken die geometrischen Beziehungen aus, welche, infolge der Starrheit des Schlußringes, zwischen den Verschiebungen der Scheitelpunkte der Haupt- und Nebenrippen bestehen. Geben wir q der Reihe nach die Sonderwerte

$$q = 0, q = 20 = q = 30 \dots q = (n-1)0,$$

so erhalten wir 2 Gruppen von je $(n-1)$ Elastizitätsgleichungen, aus denen alle Widerstände X und Y ermittelt werden können.

Wir werden nun zeigen, daß es möglich ist, zu einer geschlossenen Lösung aller dieser Gleichungen zu gelangen.

Zu diesem Zwecke eliminieren wir aus den Gl. (Va) u. (VIa) die Werte X_q und Y_q . Wir erhalten:

$$\text{VIIa)} \quad X_q = -\frac{\alpha}{1-\alpha\beta} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos q \frac{(U - \alpha V)}{1-\alpha\beta} - \cos q \Sigma_3$$

$$\text{VIIb)} \quad Y_q = -\frac{1}{1-\alpha\beta} (Z + \gamma \Sigma_1) + \cos q \frac{(V - \beta U)}{1-\alpha\beta} - \cos q \Sigma_2.$$

Beachten wir, daß

$$1 - \alpha\beta = \gamma$$

ist, und setzen wir zur Abkürzung:

$$\frac{U - \alpha V}{\gamma} = R, \quad \frac{\beta U - V}{\gamma} = S,$$

so ergibt sich auch:

$$X_q = -\frac{\alpha}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos q (R + \Sigma_3)$$

$$Y_q = -\frac{Z + \gamma \Sigma_1}{\gamma} - \cos q (S + \Sigma_2).$$

Unsere Elastizitätsgleichungen lauten also:

$$\left. \begin{aligned} \text{VIIIa)} \quad \left\{ \begin{aligned} X_0 &= -\frac{\alpha}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos 0 \cdot (R + \Sigma_3) \\ X_{20} &= -\frac{\alpha}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos 20 \cdot (R + \Sigma_3) \\ X_{30} &= -\frac{\alpha}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos 30 \cdot (R + \Sigma_3) \\ &\dots \dots \dots \\ X_{(n-1)0} &= -\frac{\alpha}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos [(n-1)0] \cdot (R + \Sigma_3); \end{aligned} \right. \\ \text{VIIIb)} \quad \left\{ \begin{aligned} Y_0 &= -\frac{1}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos 0 \cdot (S + \Sigma_2) \\ Y_{20} &= -\frac{1}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos 20 \cdot (S + \Sigma_2) \\ Y_{30} &= -\frac{1}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos 30 \cdot (S + \Sigma_2) \\ &\dots \dots \dots \\ Y_{(n-1)0} &= -\frac{1}{\gamma} (Z + \gamma \Sigma_1) - \cos [(n-1)0] \cdot (S + \Sigma_2). \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.$$

Wir multiplizieren zunächst die Gleichungen des Gleichungssystems VIIIa der Reihe nach mit $\cos 0, \cos 20, \cos 30 \dots \cos [(n-1)0]$, und addieren die $n-1$ in dieser Weise entstandenen Gleichungen.

Es ergibt sich:

$$\text{IXa) } \dots \sum_{q=0}^{q=(n-1)q} X_q \cdot \cos q = \mathfrak{Z}_3 = \begin{cases} -\frac{\alpha}{\gamma} (Z + \gamma \mathfrak{Z}_1) [\cos q + \cos 2q + \cos 3q + \dots + \cos (n-1)q] \\ - (R + \mathfrak{Z}_3) [\cos^2 q + \cos^2 2q + \cos^2 3q + \dots + \cos^2 (n-1)q]. \end{cases}$$

In ähnlicher Weise multiplizieren wir die Gleichungen des Gleichungssystems VIIIb der Reihe nach mit $\cos q, \cos 2q, \cos 3q, \dots, \cos (n-1)q$, und erhalten:

$$\text{IXb) } \dots \sum_{q=0}^{q=(n-1)q} Y_q \cdot \cos q = \mathfrak{Z}_2 = \begin{cases} -\frac{1}{\gamma} (Z + \gamma \mathfrak{Z}_1) [\cos q + \cos 2q + \cos 3q + \dots + \cos (n-1)q] \\ - (S + \mathfrak{Z}_2) [\cos^2 q + \cos^2 2q + \cos^2 3q + \dots + \cos^2 (n-1)q]. \end{cases}$$

Addieren wir schließlich alle Gleichungen von VIIIb mit einander, so gelangen wir zu folgender Gleichung.

$$\text{IXc) } \dots \sum_{q=0}^{q=(n-1)q} Y_q = \mathfrak{Z}_1 = -\frac{n-1}{\gamma} (Z + \gamma \mathfrak{Z}_1) - (S + \mathfrak{Z}_2) [\cos q + \cos 2q + \cos 3q + \dots + \cos (n-1)q].$$

Beachten wir, daß $\cos q = -\cos(\pi - q)$, so erkennen wir, daß infolge der zyklischen Symmetrie, die Bedingungen

$$\begin{aligned} \cos q &= -\cos(n-1)q \\ \cos 2q &= -\cos(n-2)q \\ &\dots \dots \dots \\ \cos kq &= -\cos(n-k)q \end{aligned}$$

erfüllt sein müssen. Es ist daher:

$$\begin{aligned} \cos q + \cos 2q + \cos 3q + \dots + \cos(n-3)q \\ + \cos(n-2)q + \cos(n-1)q = 0. \end{aligned}$$

Setzen wir zur Abkürzung:

$$\cos^2 q + \cos^2 2q + \cos^2 3q + \dots + \cos^2(n-1)q = \mu,$$

so gehen die Gl. (IX) über in:

$$\begin{aligned} \mathfrak{Z}_3 &= -\mu (R + \mathfrak{Z}_3) \\ \mathfrak{Z}_2 &= -\mu (S + \mathfrak{Z}_2) \\ \mathfrak{Z}_1 &= -\frac{n-1}{\gamma} (Z + \gamma \mathfrak{Z}_1). \end{aligned}$$

Hieraus ergeben sich die außerordentlich einfachen Beziehungen:

$$\text{X) } \dots \begin{cases} \mathfrak{Z}_1 = -\frac{n-1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} \\ \mathfrak{Z}_2 = -\frac{\mu}{1+\mu} \cdot S \\ \mathfrak{Z}_3 = -\frac{\mu}{1+\mu} \cdot R. \end{cases}$$

Die Gl. (VII) liefern nun:

$$\text{XI) } \dots \begin{cases} X_q = -\frac{\alpha}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \cos q \cdot \frac{R}{1+\mu} \\ Y_q = -\frac{1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \cos q \cdot \frac{S}{1+\mu}, \end{cases}$$

und statt der Gl. (7) erhält man:

$$\text{XIa) } \dots \begin{cases} X_o = H_o + [\alpha \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} + \frac{\mu}{1+\mu} \cdot R] \\ X_r = H_r + [\alpha \frac{(n-1)}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \frac{\mu}{1+\mu} \cdot R] \\ Y_o = A_o + [\frac{n-1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} + \frac{\mu}{1+\mu} \cdot S] \\ Y_r = B_o + [\frac{n-1}{n} \cdot \frac{Z}{\gamma} - \frac{\mu}{1+\mu} \cdot S]. \end{cases}$$

Hiermit ist der Beweis erbracht, daß die Bestimmung der 3 Werte R, S und Z zur Ermittlung aller Werte X und Y genügt.

Es bleibt uns jetzt noch auf die besondere statische Bedeutung der 3 Ausdrücke R, S und Z hinzuweisen, um zu einer einfachen Konstruktion der zugehörigen Einflußlinien zu gelangen.

Zunächst möge daran erinnert werden, daß zwischen den Biegemomenten \mathfrak{M}^o des statisch bestimmten Hauptsystems (Fig. 6) und den Biegemomenten M_o des einfach statisch unbestimmten Hauptsystems die Beziehungen

$$M_o = \mathfrak{M}_o - H_o y, \quad M_r = \mathfrak{M}_r - H_o y,$$

$$\begin{aligned} \int_0^1 (M_o + M_r) y \frac{ds}{EI} &= \int_0^1 (\mathfrak{M}_o + \mathfrak{M}_r) y \frac{ds}{EI} \\ &\quad - 2H_o \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI} = 0 \end{aligned}$$

bestehen. Es ist daher:

$$\begin{aligned} \int_0^1 (M_o + M_r) (\alpha y - x) \frac{ds}{EI} \\ = - \int_0^1 (M_o + M_r) x \frac{ds}{EI}. \end{aligned}$$

Betrachten wir zuerst einen Zweigelenkbogen in der Form unseres Hauptsystems (Fig. 9) mit einem unter dem Scheitel angeordneten wäge-

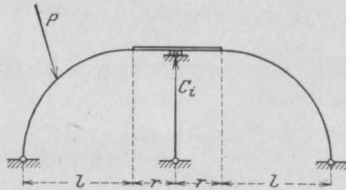


Fig. 9.

rechten Gleitlager: letzteres möge einen Widerstand C_i leisten. Die Biegemomente M_i dieses 3fach gestützten Bogens folgen den Gleichungen:

$$M_{i1} = M^0_1 + \frac{C_i}{2} (\alpha y - x),$$

$$M_{ir} = M^0_r + \frac{C_i}{2} (\alpha y - x).$$

Unter M^0 ist hierbei wie früher das Biegemoment des Zweigelenkbogens zu verstehen. Der Wert C_i ergibt sich aus der Elastizitätsgleichung

$$\int \frac{M_i}{EI} \frac{\partial M_i}{\partial C_i} ds = 0.$$

Man erhält

$$C_i = - \frac{\int_0^1 \left(\frac{M^0_1 + M^0_r}{2} \right) (\alpha y - x) \frac{ds}{EI}}{\frac{1}{2} \int_0^1 (\alpha y - x)^2 \frac{ds}{EI}}$$

$$\text{XII) } C_i = - \frac{2}{\gamma} \frac{\int_0^1 (M^0_1 + M^0_r) (\alpha y - x) \frac{ds}{EI}}{2 \int_0^1 x^2 \frac{ds}{EI}}$$

$$= - 2 \frac{Z}{\gamma}.$$

Es ist daher

$$\text{XIIa) } - \frac{Z}{\gamma} = \frac{C_i}{2}, \quad 2 \Sigma_1 = \frac{n-1}{n} \cdot C_i.$$

Man ersieht, daß die Einflußlinie des Ausdruckes $-\frac{2Z}{\gamma}$ mit der C_i -Linie identisch ist, oder auch, im Sinne des Maxwell'schen Satzes, daß die Einflußlinie des Ausdruckes $\frac{Z}{\gamma}$ mit der Biegelinie des Hauptsystems für den Belastungsfall

$$C_i = - \frac{1}{\int_0^1 (\alpha y - x)^2 \frac{ds}{EI}}$$

(Fig. 10) übereinstimmt. Die Konstruktion dieser Biegelinie ist so einfach, daß eine eingehende Erörterung sich erübrigt*). Die Gl. (XIIa) ist noch in anderer Hinsicht beachtenswert: die lotrechte Komponente $\frac{\sum C_\varphi}{\sum C_\varphi} = \frac{(n-1)q}{q} = n-1$ der Resultierenden K aller durch die Nebenrippen auf das Haupt-

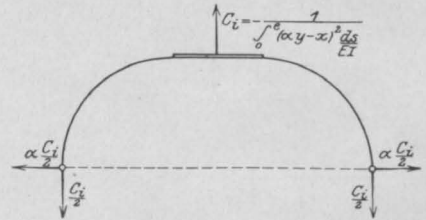


Fig. 10.

system ausgeübten Widerstände X und Y ist durch die Gleichung

$$\frac{q = (n-1)q}{\sum C_\varphi} = \frac{q = (n-1)q}{\sum C_\varphi} = 2 \Sigma_1 = \frac{n-1}{n} C_i$$

bestimmt. Hieraus geht hervor, daß je größer n , d. h. je größer die Anzahl der Rippenpaare, desto mehr nähert sich $\frac{q = (n-1)q}{\sum C_\varphi}$ dem Grenzwerte C_i , und das Hauptsystem verhält sich wie ein in der Mitte auf eine Pendelsäule gestützter Zweigelenkbogen (Fig. 9).

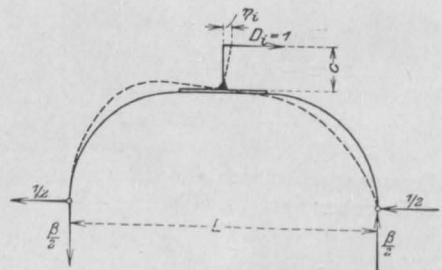


Fig. 11.

Denken wir uns jetzt an dem Hauptsystem einen lotrechten starren Stab von der Länge

$$c = \beta(1+r) - f$$

angeschlossen (Fig. 11). Am Ende desselben greife eine wagerechte nach rechts gerichtete

*) Vgl. Müller-Breslau: „Neuere Methode der Festigkeitslehre“, 1904, § 17, „Statik der Baukonstruktionen“, Bd. II, Abt. 2, § 2 u. 27.

Kraft $D_i = 1$ an. Sie erzeugt im Hauptsystem die Biegemomente:

$$M_{i_l} = \frac{1}{2} \left(y - \frac{c+f}{1+r} \cdot x \right) = + \frac{1}{2} (y - \beta x)$$

$$M_{i_r} = - \frac{1}{2} \left(y - \frac{c+f}{1+r} \cdot x \right) = - \frac{1}{2} (y - \beta x).$$

Die wagerechte Verschiebung η_i , welche der Endpunkt des starren Stabes unter dem Einfluß der äußeren Belastung des Hauptsystems erfährt, entspricht, nach dem Maxwellschen Satze, der Gleichung

$$\eta_i = \int M_o \cdot M_i \cdot \frac{ds}{EI} = \int_0^1 \frac{M_{l_o} - M_{r_o}}{2} \cdot y \frac{ds}{EI} - \beta \int_0^1 \frac{M_{l_o} - M_{r_o}}{2} \cdot x \frac{ds}{EI}$$

Oder in anderer Form:

$$\frac{\eta_i}{\int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}} = U - \alpha V,$$

bzw.

$$\frac{\eta_i}{\gamma \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}} = \frac{U - \alpha V}{\gamma} = R.$$

XIII) . . .

$$\gamma \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}$$

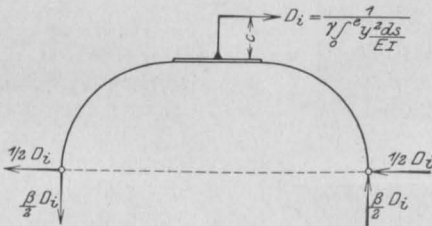


Fig. 12.

Letztere Gleichung läßt sofort erkennen, daß die Einflußlinie für den Ausdruck R mit der Biegelinie des Hauptsystems für den Belastungsfall

$$D_i = \frac{1}{\gamma \int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}}$$

identisch ist (Fig. 12). Schließlich bringen wir an dem Hauptsystem einen lotrechten starren Stab von der Länge

$$e = \frac{(1+r)}{\alpha} - f$$

an, und lassen an dessen Ende eine wagerechte, nach rechts gerichtete Kraft $W_i = 1$ angreifen (Fig. 13). Es entstehen die Biegemomente:

$$M_{i_l} = - \frac{1}{2} \left(y - \frac{e+f}{1+r} \cdot x \right) = + \frac{1}{2} \left(y - \frac{x}{\alpha} \right)$$

$$M_{i_r} = - \frac{1}{2} \left(y - \frac{e+f}{1+r} \cdot x \right) = - \frac{1}{2} \left(y - \frac{x}{\alpha} \right)$$

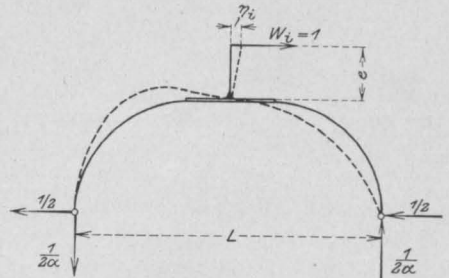


Fig. 13.

Unter dem Einfluß der äußeren Kräfte des Hauptsystems erfährt der Endpunkt des starren Stabes eine wagerechte Verschiebung

$$\eta_i = \int M_o M_i \frac{ds}{EI} = \int_0^1 \frac{M_{l_o} - M_{r_o}}{2} \cdot y \frac{ds}{EI} - \frac{1}{\alpha} \int_0^1 \frac{M_{l_o} - M_{r_o}}{2} \cdot x \frac{ds}{EI}$$

Es ist nun auch:

$$\frac{\beta \eta_i}{\int_0^1 y^2 \frac{ds}{EI}} = \beta U - V,$$

bzw.

$$\frac{\alpha \eta_i}{\gamma} = \frac{\beta U - V}{\gamma} = S.$$

$$\text{XIV) } \cdot \cdot \int_0^1 \frac{(\alpha y - x)^2 \frac{ds}{EI}}{(\alpha y - x)^2 \frac{ds}{EI}}$$

Aus dieser Gleichung ersehen wir, daß die Biegelinie des Hauptsystems für den Belastungszustand

$$W_i = \frac{\alpha}{\int_0^1 (\alpha y - x)^2 \frac{ds}{EI}}$$

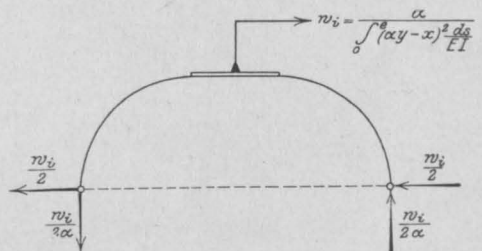


Fig. 13 a.

mit der Einflußlinie des Ausdruckes S identisch ist (Fig. 13a).

Die 3 Gl. (XII), (XIII) und (XIV) liefern für die Untersuchung der Kuppel sehr wertvolle Beziehungen: sie gestatten für alle möglichen Formen und Querschnittsverhältnisse der Rippen, auf Grund dreier leicht zu ermittelnden Biegungs-

linien, alle Einflußlinien zu gewinnen. Wir werden später noch zeigen, wie man für parabolisch gekrümmte Rippen einfache, geschlossene Formeln ableiten kann.

(Fortsetzung folgt.)

DIE FABRIKANLAGE ZUR HERSTELLUNG STAHLBEWEHRTER SCHLEUDERMASTE DER AKT.-GES. DYCKERHOFF UND WIDMANN ZU COSSEBAUDE BEI DRESDEN.

Von Professor M. Foerster in Dresden.

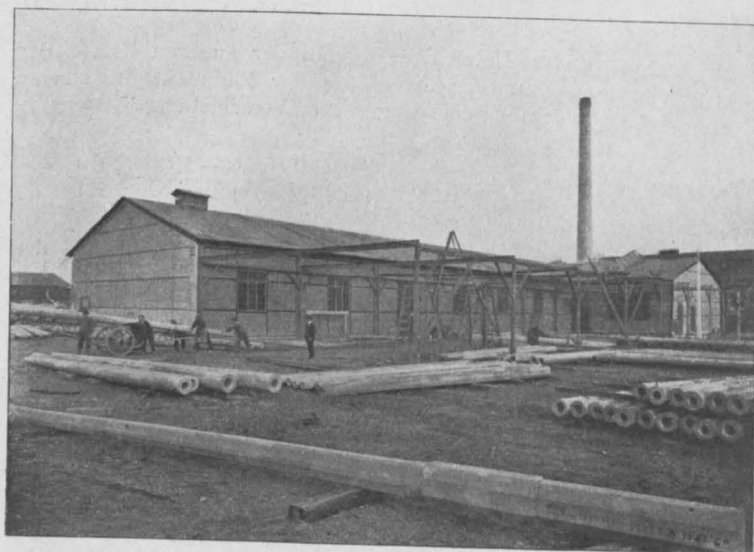


Fig. 1.



Fig. 2.

In den Jahrgängen 1909 (S. 88) und 1910 (S. 429) dieser Zeitschrift ist bereits ausführlich des genial ersonnenen und mit hervorragendem Geschick in die Praxis übertragenen Verfahrens zur Erzeugung stahlbewehrter Betonhohlmaße gedacht worden, welches, der Firma Otto und Schlosser zu Meißen a. E. patentamtlich geschützt, bisher zu den vielseitigsten und bestens bewährten baulichen Ausführungen geführt hat. Es sei hier nur kurz daran erinnert, daß das Herstellungsverfahren auf Einwirkung der Schleuderkraft beruht; in hölzerne, aus zwei Teilen bestehende und auseinandernehmbare Holzhohlformen wird ein aus Längseisen, verbunden und unter sich unwandelbar festgelegt durch eine dünne, innere und äußere Drahtspirale, bestehendes Eisengerippe — die spätere Bewehrung der fertigen Masten — einmontiert und hierauf Zementmörtel 1:4 in die Hohlform eingebracht. Letztere gelangt alsdann in die Schleudermaschine, durch deren schnelle Drehung sich im festen Anschlusse an das Eisengerippe der zylindrische Betonmantel und somit der Hohlmast bildet. Dieser erhärtet einige Tage innerhalb der Schleuderform, später — nach Herausnahme, unter feuchtem Sande.

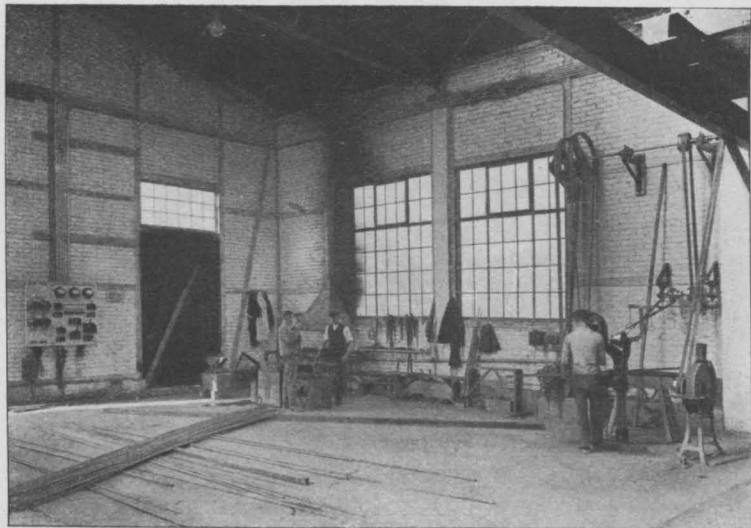


Fig. 3.

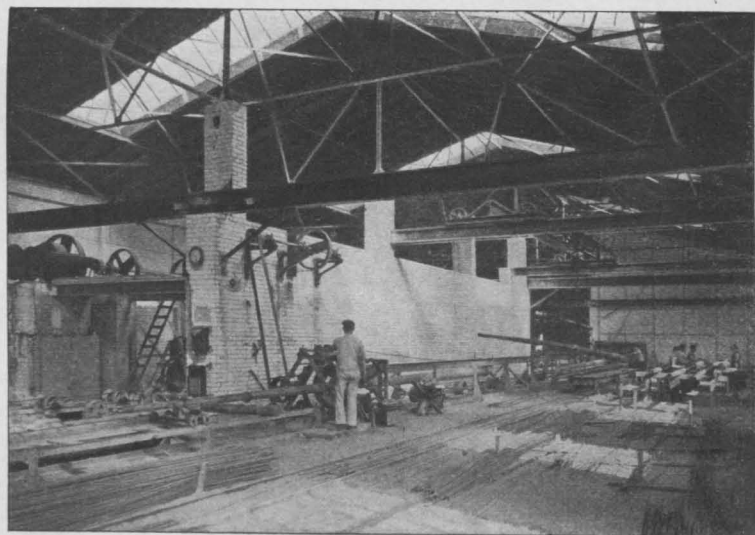


Fig. 4.

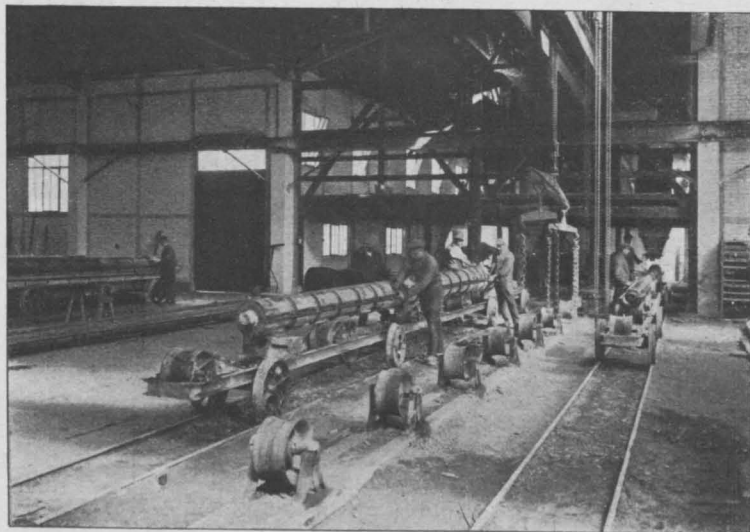


Fig. 5.

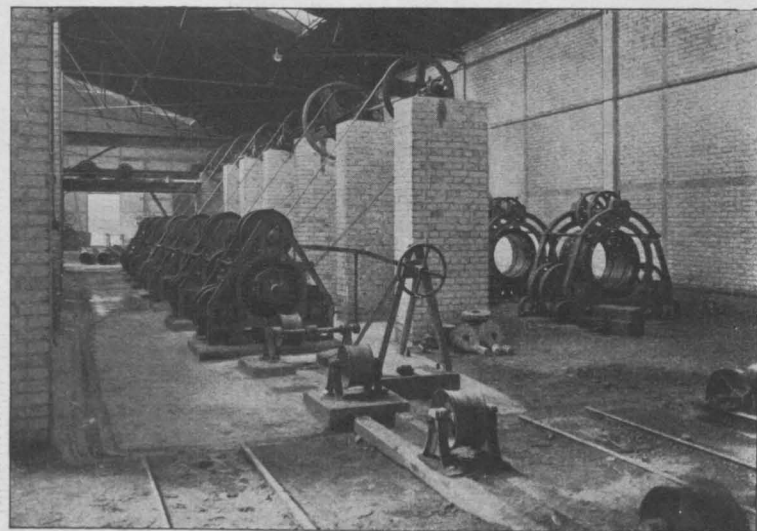


Fig. 6.

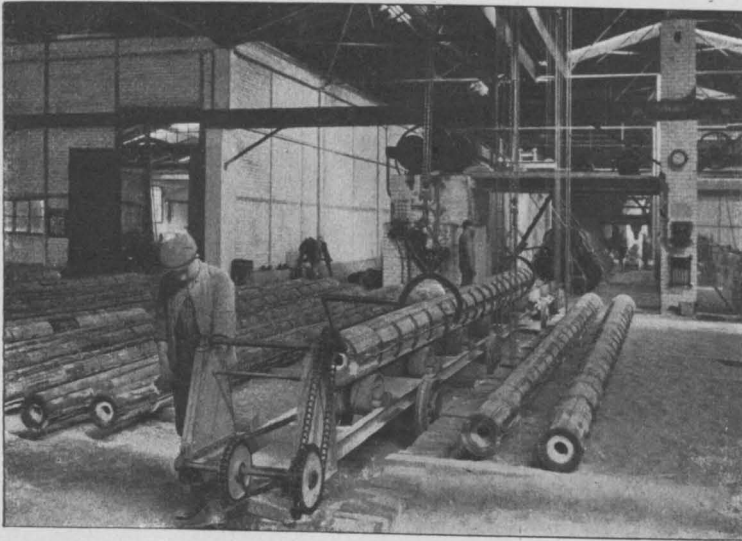


Fig. 7.

Im vergangenen Jahre erwarb von der vor-
genannten Meißener Firma die A.-G. Dyckerhöff
und Widmann das Ausführungsrecht des Paten-
tes für ganz Deutschland mit Ausnahme von
Oberschlesien und gründete, um nunmehr in erster
Linie Schleudermaste, dann aber auch weiter ähn-
liche auf dem gleichem Grundsatz der Her-
stellung beruhende Eisenbeton- und Betonkörper
im großen zu erzeugen, in Cossebaude bei Dres-
den eine umfangreiche, mit den besten maschi-
nellen Einrichtungen und Transportmitteln ver-
sehene Fabrikanlage. Diese, deren äußere, ein-
fache Ausbildung aus Fig. 1 zu ersehen ist, er-
scheint in ihrer Gesamtanordnung deshalb beson-
ders bemerkenswert, weil jeglicher überflüssige
Weg des Materials vermieden ist und sich der
Gesamtgang der Mastenerzeugung in einem ein-
zigen durchgehenden Zuge ohne Störung vollzieht.
Während von der einen Seite das Eisen einge-
bracht wird und hier gleich seine Streckung und
Zusammenfügung zur Bewehrung der Maste er-
fährt, wird an einer zweiten Stelle die Holzform
vorbereitet, um dann das Eisengerippe aufzuneh-
men und mit ihm, auf Transportwagen fortgeführt
unter die hochgelegenen Behälter zu gelangen, aus
denen der in Maschinen vorher bestens gemischte
Beton durch trichterförmige Vorrichtungen nunmehr
den Holzhohlformen zugeführt wird. Aldann ge-
langt die fertig vorgerichtete Form in die Schleu-
dermaschinen und von hier aus unmittelbar auf
kürzestem Wege nach dem daneben liegenden
Sandlager zur Erhärtung. Überall ist reichster
Gebrauch von Kränen, Rollbahnen, auf Schienen
laufenden Transportwagen gemacht, einerseits,
um mit größter Schnelligkeit zu arbeiten, anderseits,
um — namentlich das fertige Erzeugnis — mög-

lichst wenig Stößen und Er-
schütterungen auszusetzen
und somit für seine Güte
einstehen zu können. Die
Gesamtanordnung der Fabrik-
anlage erinnert unwillkürlich
an die Bildung eines Stromes
durch das Zusammenfließen
seiner einzelnen Nebenflüsse.

Die beistehenden Figuren
2—7 mögen einige Einzel-
heiten der großzügigen An-
lage vor Augen führen.

In Fig. 2 ist die Herstel-
lung und Zurichtung der
Holzschleuderformen zu
erkennen und zwar entspre-
chend den verschiedenen mög-
lichen Mastformen für zylind-
rische (bzw. wenig konische)

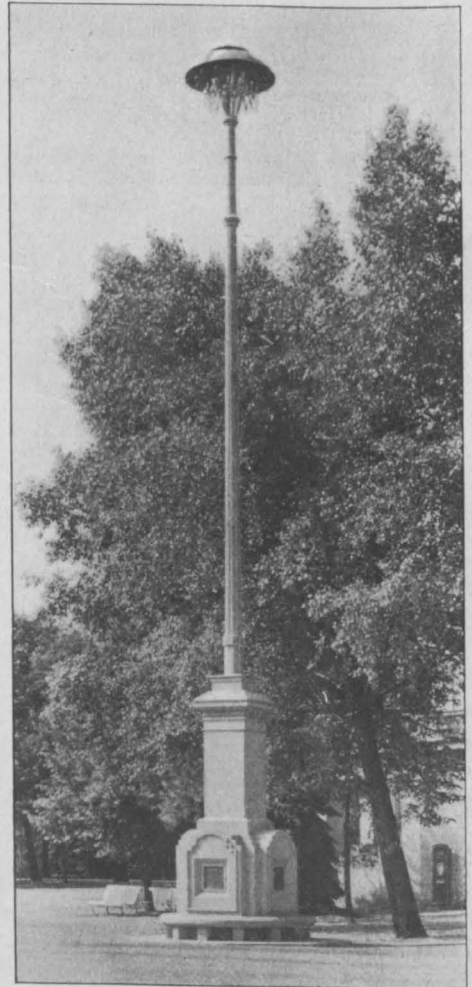


Fig. 8.

oder geradflächig begrenzte Maste; auch ist hier deutlich die, beide Hohlformteile mittels Verschraubungen verbindende Eisenbandage ersichtlich.

Die Fig. 3 u. 4 zeigen das Eisenlager, die Gradrichtung der einzelnen Rundisenstäbe, sowie deren Zusammenfügung zur Gesamtbewehrung, durch Umflechten der Spirale, endlich den Transport des fertigen Eisengerippes mittels Kranes zur Einführung in die Hohlform.

In Fig. 5 ist zu erkennen, wie nach genauer Einmontierung der Bewehrung die Form bereits geschlossen ist und, auf Transportwagen ruhend, nunmehr gerade mit Beton gefüllt werden soll bzw. bereits gefüllt ist, um alsdann (Fig. 6) in die Schleudermaschine eingeführt zu werden, wieder unter Benutzung besonderer Rollengleitbahnen; während die in Fig. 6 links dargestellte Maschine im Betriebe ist, ist die rechts stehende gerade im Zustande der Montage; hier ist die Gesamtanordnung der aus einzelnen Doppelböcken mit rotierendem Rohrfutter bestehenden Schleudermaschinen besonders gut ersichtlich.

Aus Fig. 7 endlich zeigt sich, wie der fertig geschleuderte, der Maschine entnommene Mast nebst Form mit Hilfe von Kränen aus der Schleudermaschine herausgezogen ist und nunmehr seit-

lich während der ersten Tage seiner Erhärtung gelagert wird.

Es steht zu erwarten, daß durch die vorstehend in ihren Grundzügen beschriebene, großzügige Anlage die bisher bereits vielseitig und mit bestem Erfolge verwendeten Eisenbetonschleudermasten sich immer weitere Absatzgebiete erringen werden — haben sie doch auch Gelegenheit gehabt im vergangenen Jahre — neben ihrer Anwendung auf der Dresdener Friedrich-Augustbrücke*) als hochmonumentale Bauten auf der Dresdener Hygiene-Ausstellung glänzend hervorzutreten. Wohl ein jeder der Besucher hat die von Prof. Groß mit künstlerischem Feingefühl entworfenen vier Lichtträger bewundert, welche, hochragend, allabendlich ihr Licht über den Hauptplatz der Ausstellung ergossen; gerade derartige Monumentalmaste (Fig. 8) in den hier gewählten Abmessungen kann man weder in Holz noch in Eisen errichten; von allen den verschiedenen Erzeugungsmöglichkeiten der Masten aus Eisenbeton aber ist es wiederum nur möglich, sie als Schleudermaste herzustellen. Letztere haben somit hier zum zweiten Male gezeigt, daß sie neben den einfachsten Nutzformen auch hochkünstlerischer Ausgestaltung fähig sind.

NEUE VERSUCHE MIT EINGESPANNTEN PLATTEN.

Besprochen von Dipl.-Ing. Paul Knauff (Berlin).

In Nr. 13 des lfd. Jahrganges der Zeitschrift „Engineering News“ ist unter dem Titel „Tests of the Strength of Flat Steel Plates“ ein Aufsatz von Tandy A. Bryson veröffentlicht, der aus neueren Versuchen wertvolle Ergebnisse für die Berechnung rechteckiger Platten ableitet.

Bekanntlich haben für die Berechnung derselben Grashof, Bach und Navier Formeln aufgestellt. Sie lassen sich alle auf die Form bringen:

$$\sigma = C \cdot a^2 \cdot \frac{p}{d^2} \dots \dots \dots (1)$$

Hierbei ist:

σ = Spannung in kg/cm²

p = gleichmäßige Belastung in kg/cm²,

d = Stärke der Platte in cm,

a = kürzere Seite der Platte in cm,

C = Konstante, abhängig vom Verhältnis der kurzen zur langen Seite, d. i. $\frac{a}{b}$.

Für C werden von den drei Forschern verschiedene Formeln angegeben, die in nebenstehendem Diagramm als Kurven dargestellt sind. Sie gelten für Platten, die an den Rändern eingespannt sind. Man ersieht ihre große Abweichung voneinander.

Diese große Abweichung hat den Verfasser des genannten Aufsatzes, Herrn Bryson, veranlaßt, Versuche zur Feststellung des Wertes C zu unter-

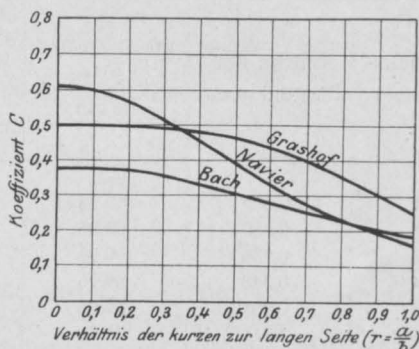


Fig. 1.

Kurven der drei Plattenformeln.

nehmen. Der Beschreibung des Versuches geht eine Ableitung der Formel (1) voraus, die aber

*) Vgl. Arm. Beton 1910, S. 429 u. folg.

als allgemein bekannt vorausgesetzt werden dürfte und deshalb hier weggelassen ist.

Bryson benutzte zu seinen Versuchen quadratische Stahlplatten in den Abmessungen $45,7 \times 45,7$ cm und $60,9 \times 60,9$ cm. Verwendet wurde für die Probekörper halbiertes Kesselblech von der Firma Lukens Steel Co. in Coatesville, Pa. Es wurden zwei Platten zwischen zwei quadratische gußeiserne Rahmen eingespannt, und ihre Innenflächen vermittelt einer hydraulischen Pumpe belastet. Die Rahmen waren durch Schraubenbolzen zusammengehalten. Es wurde eine Belastung von $15,82 \text{ kg/cm}^2$ erreicht. Die Durchbiegungen wurden an fünf Punkten der Mittellinie der Platte mit Hilfe von Mikrometerschrauben gemessen. Aus Vorversuchen wurden zunächst die Materialkonstanten der Probekörper bestimmt, d. s. Elastizitätsgrenze, Bruchfestigkeit, Elastizitätsmodul und Querkontraktionskoeffizient. Bei den Platten wurden sowohl die elastischen wie die bleibenden Formänderungen aufgenommen; hieraus ergeben sich die nebenstehend aufgezzeichneten Kurven (jeweils für den Mittelpunkt der Platte). Aus diesen ersieht man die Spannung an der Elastizitätsgrenze; es ist dies der Punkt, wo die Kurve der bleibenden Formänderung ihre Richtung ändert.

Um Werte für den Koeffizienten C zu erhalten, wurde in die Formel (1) für σ die Spannung an der Elastizitätsgrenze σ_e und für p die betreffende Last eingesetzt, wie sie sich aus den Kurven der bleibenden Formänderung ergab. Die auf diese Weise ermittelten Werte C sind in einer hier wiedergegebenen Tabelle zusammengestellt.

halten der Platte ziemlich nahe kommt und daß sie für Stahlplatten, die an den Rändern eingespannt sind, sehr wohl beibehalten werden kann. Die Spannung an der Elastizitätsgrenze ist nahe-

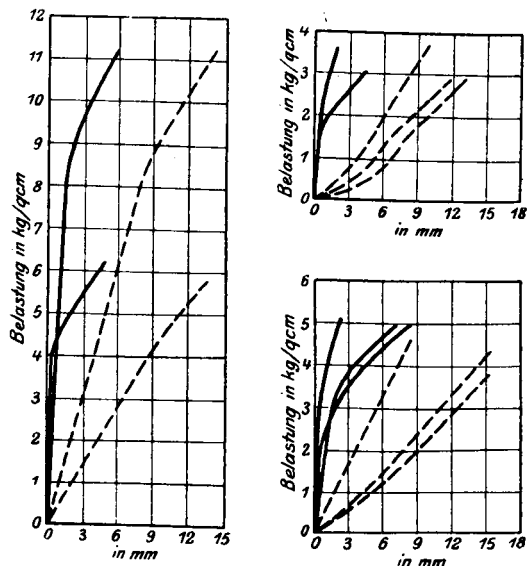


Fig. 2.

— Kurve der bleibenden Formänderung.
 - - - " " elastischen " "
 Durchbiegungskurven (für Plattenmitte).

zu konstant für alle Versuchskörper, so daß C , wie ersichtlich, durch den Wert σ_e nicht beeinflusst wird. Bei Verwendung eines anderen Materials, für welches σ_e einen anderen Wert an-

Tabelle der aus den Versuchen ermittelten Koeffizienten C .

Versuchs- Nummer	Stärke der Platte d in cm	Quadratseite der Platte a in cm	Gleichmäßig verteilte Be- lastung p in kg/cm^2		Streckgrenze aus den Versuchen ermittelt σ in kg/cm^2	Koeffizient C
			Maximum	an der Streckgrenze		
1	0,665	60,96	3,50	2,170	2528,40	0,139
2	0,650	60,96	3,15	1,880	2520,00	0,137
3	0,980	60,96	11,50	4,060	2440,90	0,156
4	0,348	60,96	2,45	0,665	2520,00	0,131
5	0,351	60,96	1,778	0,651	2518,60	0,138
6	0,348	41,72	1,778	1,085	2520,00	0,142
7	0,650	41,72	4,90	3,500	2520,00	0,137
8	1,382	60,96	11,50	7,840	2275,00	0,149
Mittel						0,141

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß sich C bei wechselnder Größe der Platte sowie der Plattenstärke nur wenig ändert. Es ist daher anzunehmen, daß Formel (1) dem tatsächlichen Ver-

nimmt, würde man auch einen anderen Zahlenwert für C erhalten. So fand Moody für Gußeisen $C = 0,09$ (bei rechteckigen Platten). Für weichen Stahl empfiehlt sich somit die Formel

$$\sigma = 0,141 a^2 \frac{p}{d^2},$$

wobei 0,141 als Mittel für den Koeffizienten C aus acht Versuchen erhalten wurde.

Um eine Formel für die Durchbiegungen zu finden, wurden dieselben auf logarithmisches Papier aufgetragen als Funktion der verschiedenen Veränderlichen p, a und d unter der Annahme, daß jeweils nur eine der letzteren variiert. Aus den sich hieraus ergebenden Kurven wurde folgende Formel abgeleitet:

$$f = 0,000\,000\,0516 p \frac{a^3}{d^{2,1}}.$$

Während die Versuche einen Wert C für quadratische Platten ergaben, mußten die entsprechenden Werte für rechteckige Platten aus den Formeln von Bach, Grashof oder Navier abgeleitet werden. Diese Formeln wurden in nebenstehendem Diagramm durch die ihnen entsprechenden Kurven dargestellt, nachdem jede derselben nach einer einfachen Proportion so umgeformt wurde, daß sie für quadratische Platten (Verhältnis $\frac{a}{b} = 1$) den Wert $C = 0,141$ ergab.

Für das Verhältnis 0,5 konnten zwei Punkte aus den Bachschen Versuchen entnommen werden. Bach führte je zwei Versuche mit quadratischen bzw. rechteckigen Platten aus. Nach Formel (1) wurde für seine rechteckigen Platten gefunden, daß C 1,40- bzw. 1,50 mal so groß war als der Wert C für seine quadratischen Platten. Ausgehend von $C = 0,141$ erhält man somit für rechteckige Platten $C = 0,197$ bzw. 0,212. In der Nähe der Stelle $r = 0$, wo also eine Seite der Platte sehr lang ist, verhält sich dieselbe nahezu wie ein eingespannter Balken, dessen Spannweite gleich der kurzen Seite der Platte ist. Die Belastung pro Flächeneinheit sei p, dann ergibt sich

$$\frac{1}{12} p a b a = \frac{\sigma b d^2}{6}$$

oder

$$\sigma = \frac{6}{12} a^2 \cdot \frac{p}{d^2} = 0,5 a^2 \frac{p}{d^2}$$

und schließlich

$$C = 0,5.$$

Eine Kurve, die diesen Bedingungen in den Punkten $r = 1$, $r = 0,5$ und $r = 0$ genügt, ist im Diagramm gestrichelt eingezeichnet. Man ersieht, daß Naviers und Grashofs Kurven zu hoch verlaufen, während sich Bachs Kurve mit der aus den Versuchen ermittelten nahezu deckt.

Die Gleichung dieser neuen Kurve ist

$$C = \frac{0,5}{1 + 2,55 r},$$

worin r das Verhältnis der kurzen zur langen Seite der Platte ist, also $\frac{a}{b}$. Setzt man diesen Wert in Formel (1) ein, so erhält man

$$\sigma = \frac{0,5}{1 + 2,55 \left(\frac{a}{b}\right)} a^2 \cdot \frac{p}{d^2}.$$

Diese Formel gilt zunächst nur für eingespannte Platten, doch kann man sie nach Ansicht des Herrn Bryson, ohne einen groben Fehler zu begehen, auch auf frei aufliegende Platten anwenden, wenn man den Koeffizienten C mit 1,5

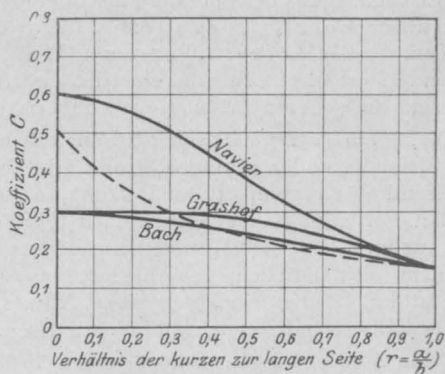


Fig. 3.

Diagramm für die verbesserten Werte C (für rechteckige Platten) im Vergleich mit den älteren Werten.

multipliziert. Diese Zahl stellt nämlich das Verhältnis der Spannungen dar in einem frei aufliegenden bzw. eingespannten Balken. Diese in dieser Annahme liegende Ungenauigkeit trägt nur zur Sicherheit der Konstruktion bei, da fast immer eine gewisse Einspannung der Platten vorhanden ist. Es gilt somit für frei aufliegende Platten

$$\sigma = \frac{0,75}{1 + 2,55 \frac{a}{b}} a^2 \cdot \frac{p}{d^2}.$$

Für quadratische Platten schwanken die Werte C gemäß den Versuchsergebnissen je nach den Auflagerbedingungen zwischen 0,141 und 0,212, während sich nach Bach Werte von 0,19 bis 0,28 ergeben. Herr Bryson nimmt an, daß die von ihm abgeleiteten Formeln Gültigkeit haben für Plattenstärken von 2,54 bis 15,24 mm und für Werte $\frac{a}{d}$ von 50 bis 150.

DER EISENBETON UND DER ELEKTRISCHE STROM.

Von Professor Dr. Rohland (Stuttgart.)

Das Verhalten des Eisenbetons gegen den elektrischen Strom wie gegen elektrische Spannungen überhaupt bedarf noch weiterer Beobachtungen und Untersuchungen.

Es sind drei besondere Phänomene auseinanderzuhalten: das Verhalten des elektrischen Stroms gegen vollständig trockenen Eisenbeton, sein Verhalten gegen durchfeuchteten Eisenbeton, und das Verhalten der Luftpolektrizität gegen diesen.

Zunächst ist bei diesen Fragen die Konstitution des Eisenbetons in Betracht zu ziehen; außer den Eiseneinlagen besteht der Eisenbeton aus Calciumcarbonat, coagulierten Colloidstoffen, den Gelkörpern, Sanden und Kiesen; während erstere gute Leiter des elektrischen Stroms sind, sind die anderen Bestandteile schlechte.

Fließt nun ein elektrischer Strom von niedriger Spannung oder geringer Stromstärke durch die Eisendrähte regelmäßig und häufig, so wird, da die Fortleitung des elektrischen Fluidums nicht nur im Metall selbst, sondern in den es umgebenden Bestandteilen des Eisenbetons zum Teil stattfindet, eine Lockerung der Adhäsion zwischen Eisen und Beton stattfinden müssen.

Diese Adhäsion ist begründet in den kolloiden koagulierten Stoffen des Zements, die im gallertartigen Zustand mit den Eisen zusammengebracht werden und dann koagulieren und erhärten*). Die Folge dieser Adhäsionslockerung ist, daß zunächst die alkalische Schutzwirkung des Zements auf das Eisen aufgehoben wird.

Diese wird bei der Herstellung des Eisenbetons dadurch erreicht, daß der Zement beim Anrühren mit Wasser hydrolytisch Calciumhydroxyd abspaltet, Eisen aber, und zwar von allen unedlen Metallen allein, unter Alkalien unoxidiert bleibt.

Können aber infolge dieser Adhäsionslockerungen Feuchtigkeit und Luft bezw. Sauerstoff zum Eisen treten, dann sind die Bedingungen gegeben, unter denen Eisen sich oxydiert.

Das Verhalten des elektrischen Stroms gegen durchfeuchteten Eisenbeton ist das folgende: es findet beim häufigeren Durchleiten des elektrischen Stroms eine elektrolytische Zersetzung statt. Denn die Durchfeuchtung hat ja nicht mit reinem Wasser, sondern mit Wasser, das Salze gelöst enthält, stattgefunden.

Die Bedingungen zur Elektrolyse sind also

gegeben; die Eiseneinlagen zeigen einen Gewichtsverlust an, das Eisen wird aufgelöst.

Es ist leicht ersichtlich, daß diese elektrolytische Zerstörung intensiver eintreten muß, wenn dem Wasser Salze, sei es Soda, um die Hydrationsgeschwindigkeit des Zements zu beschleunigen, sei es Kochsalz, um den Gefrierpunkt des Wassers zu erniedrigen, hinzugesetzt wurden, wie das auch die Versuche von C. F. Burgess ergeben haben.

Es läßt sich auch leicht erkennen, wie das ebenfalls Versuche ergeben haben, daß einmalige Durchleitung von Strömen von hoher Spannung oder großer Stärke nur geringen oder keinen Schaden stiften können, während Ströme von niedriger Spannung und kleiner Stromintensität, die regelmäßig und häufig das Eisenbetonnetz durchfließen, einen ungleich schädlicheren Einfluß ausüben können; jedem durchfließenden Strom entspricht ein elektrolytischer Vorgang.

Besonders da, wo Zugspannungen auftreten, muß diese Beeinflussung des elektrischen Stroms besonders Schaden anrichten. Vielleicht ist auch die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, daß in einem Eisenbetonbau selbst eine Quelle des elektrischen Stroms, eine elektromotorische Kraft entsteht; das würde für den Fall eintreten, wenn das Eisenbetonnetz mit einem anderen Metall, z. B. mit den Bleiröhren einer Wasserleitung in Verbindung tritt, und zugleich eine erhebliche Durchfeuchtung des Eisenbetons stattfindet.

Das einzige Mittel, das sich gegen diese Gefahren anwenden läßt, ist Isolierung des Eisenbetons gegen Feuchtigkeit, die am besten durch asphaltartige Schutzmittel, wie das von den Farbenfabriken Rosenzweig & Baumann in Cassel hergestellte und von mir untersuchte*) Schutzmittel „Nigrit“ erreicht wird.

In einem ganz anderen Verhältnis steht der Eisenbeton zur Luftpolektrizität.

Bei einem Gewitter werden sämtliche Teile eines Eisenbetonbaues mit Elektrizität geladen, so daß zunächst eine abwehrende Wirkung der Blitzgefahr hervorgerufen wird, und die Elektrizität dann auf den das ganze Bauwerk durchziehenden, metallischen Leitern stetig zur Erde abfließt, und daher ein Anlaß zu einem plötzlichen Ausgleich zwischen der elektrischen Spannung der Luft und der Erde fehlt.

Und selbst bei Einschlag kann der Blitz ohne Gefährdung des Eisenbetonbaues in das Erdreich abgeführt werden, zumal wenn die

*) Vergl. Arm. Beton 1911, Heft 12, S. 441: Rohland, Die Kolloidnatur des Zements und der Eisenbetons.

*) Deutsche Bauzeitung 5. 10. 1907.

Bodenplatte im Grundwasser liegt. Wie oben ausgeführt, kann ein einmaliges Durchfließen des Eisendrahtnetzes durch einen elektrischen Strom von hoher Spannung oder starker Stromstärke geringen oder keinen Schaden stiften, auch wenn alle anderen eisernen Rohrleitungen,

Gas- und Wasserleitungen an dieses angeschlossen sind. So kann sogar das Eisengerippe eines Eisenbetonbaues als Blitzableiter benutzt werden, so in letzter Zeit bei den Neubauten der Bonner Zementfabrik, ausgeführt von der Firma Hüser & Co. in Oberkassel bei Bonn.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

La fabrication du ciment Portland en Allemagne. Der Vortrag von Dr. Schott über das gesamte Gebiet der Zementherstellung in Deutschland. Le Ciment 1911. Nr. 10 u. 11.

2. Prüfung und Untersuchung.

Versuche über den Einfluß des Zusatzes von Alaun und Seife auf das Abbinden von Zement sowie auf die Erhärtungsfähigkeit (Festigkeit) und Wasserdichtigkeit von Zementmörtel. (Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt). Von H. Burchartz. Zur Erzielung der Wasserundurchlässigkeit wird in Amerika seit längerer Zeit das Sylvestersche Verfahren vielfach angewendet, bei welchem entweder dem Mörtel oder Beton bei der Bereitung Alaun und Seifenlauge zugesetzt oder die Flächen der erhärteten Mörtel- und Betonbauteile im trockenen Zustande mit heißen Lösungen von Seifenlauge und Alaun mehrere Male abwechselnd gestrichen werden. In den Jahren 1905 und 1906 sind zur Erlangung zahlenmäßiger Grundlagen für die Beurteilung des Einflusses von Alaun und Seife auf den Beton Versuche gemacht worden, über deren Ergebnis berichtet wird. Umfang und Ausführung werden beschrieben und die Ergebnisse und Schlußfolgerungen daraus mitgeteilt. Der Zusatz von Alaun und Seife beschleunigt in hohem Maße den Abbindevorgang, vermindert die Festigkeit und erhöht die Wasserdichtigkeit. Alles Nähere ist aus den beigefügten Versuchstafeln zu ersehen. Beton und Eisen 1911. Heft XVI.

Prove di indeformabilità a caldo dei cementi Portland. G. Rizzi behauptet an der Hand von Versuchsergebnissen, daß für die Raumbeständigkeitsprobe des Zementes eine Dauer von 3 Stunden vollauf genügt, gegenüber den in den italienischen Normen vorgeschriebenen 6 Stunden. Il Cemento 1911. Nr. 19.

Germers Baustoffuntersuchungen. Dr.-Ing. H. Nitzsche gibt eine Gesamtübersicht über Prof. Germers Versuche und ihre Ergebnisse. Zum großen Teil wiederholen sie Bekanntes; wo sie abweichen, dürfte eine Verallgemeinerung doch wohl mit Vorsicht aufzunehmen sein. Deutsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 20 u. 22.

Sulle prove accelerate di resistenza dei cementi. Eine Reihe von Versuchen wurde im Kgl. Techn. Institut in Mailand durchgeführt, um die Festigkeiten von Zementen zu vergleichen, die entweder 7 (28) Tage lang in Wasser von 20° C oder 3 Tage lang in Wasser von 100° C erhärteten. Es zeigte sich, daß keine Gesetzmäßigkeit bestand, und daß also eine beschleunigte Prüfung des Zementes in kochendem Wasser nicht möglich ist. Mitteilung der Versuchsergebnisse. Il Cemento 1911. Nr. 19.

Zur Verwendung von Aschenbeton. Von Dipl.-Ing. Schick, Budapest. Verfasser berichtet von einem kleinen Versuch über die Festigkeit von Aschenbeton und über die zweckmäßigste Putzart, wobei sich ergab, daß der Aschenbeton, wie zu erwarten, nicht sehr fest, dafür aber ziemlich elastisch war und daß alle Putzarten (Kalkputz, verlängerter und reiner Zementmörtelputz) vorzüglich hafteten. Als Asche wurde Lokomotivasche verwendet. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

3. Wirtschaftliches.

Le ciment armé, système E. Coignet en 1910. Einige Bemerkungen über E. Coignet und über die von ihm im Jahre 1910 ausgeführten Bauten, deren einige im Bilde und in einer Zusammenstellung vorgeführt werden. Bemerkenswert sind einige Fachwerkbrücken als Halbparabelträger mit Ständern und Streben. Le Ciment armé. 1911. Nr. 10.

Statistiques étrangères. Herstellung, Ein- und Ausfuhr von Zement in Deutschland, Kanada und den Verein. Staaten von Amerika. Revue mat. constr. 1911. Nr. 10.

II. Theorie.

Sulla opportunità dell'adozione di longarine a doppio T nelle piattabande in cemento armato di piccola portata e con sollecitazione limitate. Betrachtungen über die Zweckmäßigkeit der Bewehrung einfacher Platten mit I-Eisen, da man an diesen zugleich in einfachster Weise die Schalung befestigen oder aufhängen kann. Eine Vermehrung des Eisenquerschnitts kann durch die Beilage von Rundeisen leicht erreicht werden. Il Cemento 1911. Nr. 19.

Bestimmung der Längsträgerauflagerdrücke bei ungleichen Feldlängen aus der Momententabelle. Ermittlung der Auflagerdrücke zweier Längsträger auf einem Querträger mit Hilfe der Dircksenschen Tabellen. Interessante und beachtenswerte Vereinfachung. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 87.

Unmittelbare Dimensionierung von Eisenbetonquerschnitten für zusammengesetzte Festigkeit. Ermittlung der Bewehrung von Platten und Plattenbalken für den Fall, daß der Querschnitt durch eine exzentrisch angreifende Längskraft, also durch eine Längskraft und ein Biegemoment beansprucht wird. Beiträge zu dieser Frage von Ing. H. Teute, K. Stock, Prof. Landmann und Dr.-Ing. Marcus, Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 19, 20. — s. L. Februar 1911. II. S. 71.

Beiträge zur Berechnung steifer Rahmen. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Kiel. Berechnung eines einhöftigen Steifrahmens mit Hilfe der Einflußflächen der die einzelnen Querschnitte des Rahmens beanspruchenden Biegemomente. Anwendung auf ein Beispiel bei 14 m Trägerlänge und 4,7 m Ständerhöhe. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Bewährung von Eisenbetonbauten bei Bränden. Besprechung des schon mehrfach erwähnten Brandes im Warenhaus von Esders in Dresden. Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 21. — Arm. Beton 1911. Nr. 10.

IV. Leitsätze und Vorschriften.

Runderlaß, betr. Leitsätze über die Aufstellung der Unfallstatistik für Eisenbetonbau en. Auf Anregung des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton die Einführung einer besonderen Statistik über Bauunfälle bei Eisenbetonbauten in Aussicht genommen und zu diesem Zweck eine Anzahl Leitsätze aufgestellt. Diese werden durch einen ministeriellen Runderlaß mit der Weisung an die Polizeibehörden veröffentlicht zu entsprechender

Mitwirkung an diesem dem öffentlichen Interesse dienenden Unternehmen. Die Leitsätze ordnen an, daß die Unfallursache durch Sachverständige festzustellen ist, wobei je nachdem ein Einschreiten der Staatsanwaltschaft in Frage kommt oder nicht, die Anklagebehörde oder Baupolizeibehörde die Sachverständigen mit der Aufklärung betraut. Der Deutsche Ausschuß ist über alle Unfälle auf dem laufenden zu erhalten, verwertet die hierüber aufgestellte Statistik zu Forschungszwecken und veröffentlicht regelmäßig Auszüge aus den Unfallberichten. Die aufgestellte Sachverständigenliste erstreckt sich über das ganze Deutsche Reich und ist nach Landgerichtsbezirken geordnet. Angaben über Kostendeckung und Geschäftsstelle. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII. Zentr. d. Bauv. 1911. Nr. 88.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Orkan-Betonpfosten. Pfähle aus Eisenbeton, die außer dem Namen nichts Besonderes aufweisen. Quadratischer Querschnitt von 10 bis 15 cm, Länge bis 3,4 m, 4 \varnothing 6—8 mm. Mit Abb. Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 20.

La pierre artificielle. Zementhohlsteine für den Hausbau werden in ihrer Herstellung und Verwendung beschrieben, die Kosten für 1 cbm solchen Mauerwerkes werden zu 14,30 Frs. berechnet, darin 10,75 Frs. die Herstellung und 3,55 Francs die Vermauerung. Mit Abb. Revue mat. constr. 1911. Nr. 10. — Le Ciment 1911. Nr. 10. — Le Ciment armé 1911. Nr. 10.

Kassettenplatten. Von Stud. Gutacker, Stuttgart. Mitteilung über fabrikmäßig hergestellte Kassettenplatten, die zur Eindeckung von Fabrikbauten, Bahnhofshallen usw. verwendet werden, Angaben über Herstellung, Kosten und Berechnung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII. — s. auch L. August 1911. V, 2. S. 304.

2. Ausführungen im Hochbau.

Eisenbetonbauten mit Kahneisenbewehrung im Deutschen Reiche. Von Obering. Dipl.-Ing. E. Morgenstern, Berlin. Einige Angaben über die Art und die Vorteile dieser Bewehrung. Vorführung mehrerer Bauten mit Kahneisenarmierung. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

Die Eisenbeton-Hohldecke, System Wrissenberg (D. R. P.). Von Dr.-Ing. Nitzsche, Köln a. Rh. Unter Hinweis auf die in Heft V der Zeitschrift B. u. E. von 1910 erschienene Beschreibung werden einige Angaben über die im königl. Materialprüfungsamt Gr. Lichterfelde vorgenommenen Belastungsproben und über verschiedene

andere Eigenschaften der Decke mitgeteilt, durch welche sie sich vor anderen Konstruktionen auszeichnet. Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII.

Die Eisenbetonindustrie auf der Internationalen Hygieneausstellung Dresden 1911. Von den seitens der Firma Wolle, Leipzig, ausgestellten Konstruktionen werden die Saxonia-decke, die Wolleschen Eisenbetonpfähle und die Asbestonsschwellen näherer Betrachtung gewürdigt. Beton u. Eisen 1911. Heft XIX.

Verfahren zur Herstellung von Betonpfählen im Erdreich. Stampfen in der üblichen Weise durch ein eingerammtes oder eingebohrtes Rohr hindurch; jedoch ist hier der Stampfer selbst wieder durchbohrt und an ein zweites engeres Rohr angeschlossen; durch dieses wird der Beton geschüttet. Man erzielt damit den Vorteil, daß die Betonmasse, wie bei einem mit Aussparungen am Umfang versehenen Stampfer, ohne vollständiges Herausziehen des Stampfers nachgefüllt werden kann. Da jedoch die eingebrachte Betonmasse nur unter den Stampfer gelangt, ist es bei diesem Verfahren ausgeschlossen, daß Klemmungen des Stampfers in dem Rohr beim Hochziehen auftreten können. Ferner entfällt auch der lästige Zwang, den Stampfer bei der Arbeit zu drehen. Mit Abb. Dtsche Bztg. 1911. Nr. 21. — D. R. P. 234 832, Siemens & Halske A.-G. Berlin.

Nouveau système de cintrage. Ein neues System der Rüstung für Hochbauten wird beschrieben nach einer Erfindung von H. Brussel und L. Viterbo in St. Louis (Am.). Es soll die Fertigstellung der gesamten Rüstung eines Hauses vom Keller bis zum First in einem Zuge ermöglichen, ohne daß man die anderen Arbeiten (Eisen verlegen, Beton stampfen) und das Erhärten des Betons abzuwarten braucht. Le Ciment armé 1911. Nr. 10.

Industriepalast S. Kroch, Leipzig. Von Obering. Begach. Das mit Ausnahme des Daches ganz aus Eisenbeton bestehende Gebäude ist besonders seiner riesigen Grundfläche von 5000 qm wegen bemerkenswert. Einzelheiten und Ansichten der im Bau begriffenen und fertigen Anlage werden in zahlreichen Abbildungen vorgeführt. Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII.

Das Betonhaus auf der Ostdeutschen Ausstellung zu Posen. Erwähnenswert ist der Binder der Haupthalle, der als Zweigelenkrahmen eine Stützweite von 12,2 m aufweist. Beschreibung der Ausführungsweise, der Einzelheiten und Mitteilung der Berechnung. Mit vielen Abbildungen. Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 19, 20.

Das Warenhaus von Myrstedt u. Stern in Stockholm. Das vornehmlich aus Eisenbeton errichtete Gebäude ist wegen der Schönheit seiner Innen- und Außenarchitektur bemerkenswert wie die Abbildungen zeigen. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

Einige neuere Siloaussführungen der Wayss u. Freytag A.-G., Berlin. Von Obering. S. Sor, Berlin. Kurze Beschreibung einiger interessanter Silobauten verschiedenster Größe, Form und Zweckbestimmung an der Hand von Abbildungen. Beton u. Eisen 1911. Heft XIX.

Maschinenfundamente aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Düsseldorf. Allgemeine Erörterung der Konstruktionsbedingungen von Maschinenfundamenten und Nachweis der zweckmäßigen Verwendung von Eisenbeton als Baumaterial. Mitteilung zweier nach den angegebenen Grundsätzen durchgebildeter Bauten. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eisenbetonbrücke mit Kompressolgründung über den Kanal Farkha in Alexandrien. Von Ing. Walter Stroß, Kairo. Bemerkenswert ist nur die Gründung der Brücke nach dem Kompressolverfahren, die mit einfachsten Mitteln in fließendem Wasser ohne Wasserhaltung erreicht wurde. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XIX.

Il Ponte del Risorgimento sul Tevere in Roma. Ausführliche Beschreibung der 100 m weitgespannten Tiberbrücke in Rom, insbesondere der Entstehung des Entwurfs, der Bauausführung usw. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 20 u. 21. — s. L. Dez. u. Nov. 1911. V, 3. S. 454 u. 409.

Erbauung einer neuen Straßenbrücke aus Eisenbeton in Hamburg. Von Bauinspektor Leo, Hamburg. Die Brücke dient der Überführung einer Straße über die kanalisierte Alster, besitzt 25 m Lichtweite bei nur 1:14,5 Pfeilverhältnis. Das im Scheitel 0,6 m, im Kämpfer 1,0 m starke Betongewölbe ist in Abständen von 1 m mit Gitterträgern bewehrt, die aus je vier Winkeleisen 75/75/8 mit verbindenden Flacheisen bestehen. Die Baukosten betrugen ausschließlich der Straßebefestigung 270 M für 1 m² Grundfläche. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

Eisernes Lehrgerüst des Hauptbogens der Rocky River-Brücke in Cleveland, Ohio. Von Dr. techn. Nowak, Prag. Für den 85,34 m Lichtweite und 24,4 m Pfeilhöhe aufweisenden Hauptbogen wurde ein eisernes Lehrgerüst und zwar in der Form eines Dreigelenk-Fachwerkbogens verwendet. Diese Wahl ergab sich aus der Tatsache, daß das eiserne Gerüst wesentlich billiger wurde als ein Holzgerüst, daß keine Gefährdung des Gerüsts durch Eisstoß und Hochwasser möglich, daß infolge der statischen Bestimmtheit der gewählten Konstruktion die Ermittlung der Stabkräfte und die Querschnittsbemessung einfach ist und daß schließlich die Form-

änderungen und Durchbiegungen relativ geringer sind als die eines frei aufliegenden Fachwerkträgers. Das gewählte Gerüst wird eingehend beschrieben und alle Einzelheiten, auch die Kosten mitgeteilt. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII.

Fahrbare Kranbrücke auf Pfeilern und Gewölben aus Beton. Von Regbmstr. Kropf, Cassel. In der Nähe von Esch in Luxemburg wurde zur Materialbeförderung für die Hüttenbetriebe und Walzwerke einer Anlage der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. ein großer fahrbarer Brückenkran aufgestellt mit einer Stützweite von 32,5 m und beiderseits anschließenden Auslegern von je 6 m Länge, sowie mit 10 m lichter Höhe. Die beiden Kranschienen ruhen auf einem System von Pfeilern und Gewölben bei 3,5 m Lichtweite der Öffnungen und 1,5 m Pfeilerstärke, über deren konstruktive Einzelheiten die beigefügten Abbildungen Aufschluß geben. Beton u. Eisen 1911. Heft XVII.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Ufer- und Küstenschutzbauten nach der de Muraltchen Bauart. Von H. Engels. Beschreibung verschiedener Ausführungsweisen: 1. Böschungsbekleidung aus Betonbalken und zwischen ihnen liegenden Betonplatten. 2. Böschungsabdeckung mit angepflochten Eisenbetonplatten. 3. See- und Strandbuhnen. 4. Deichauflösungen. Bericht über die Bewährung dieser Bauweisen, insbesondere bei dem schweren Sturm am 30. September und 1. Oktober d. J. Mit Abb. Zentr. d. Bauver. 1911. Nr. 91.

Verwendung von Eisenbeton zur Befestigung flacher sandiger Seeküsten. Von Wasserbauinspektor A. v. Horn, Hamburg. Die bisherigen Erfahrungen haben ergeben, daß es sich empfiehlt, die Anwendung des Eisenbetons vorläufig auf das Landende der Dämme, höchstens bis zur Niedrigwasserlinie und weiter seewärts

allein über mittlerer Ebbe zu beschränken. Eine Anzahl Ausführungsformen werden an der Hand von Zeichnungen erläutert, ebenso verschiedene Konstruktionen von Strandbuhnen aus Eisenbeton eingehend beschrieben. Beton u. Eisen 1911. Heft XVIII.

Die Ausnutzung der Wasserkräfte der Wilden Gutach durch die Firma Gütermann & Cie. in Gutach i. Br. Von Direktor Mees. Beschreibung einer interessanten Wasserkraftanlage. Eisenbeton wurde bei Herstellung des Turbinenhauses und der etwa 800 m langen Druckleitung, deren Durchmesser 1,6 m beträgt, verwendet. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XVI.

L'impiego del cemento armato nelle opere marittime fisse e natanti. Auf dem italienischen Schiffahrtskongreß d. J. in Turin ist über die Eignung des Eisenbetons zu Bauten am und im Meere verhandelt worden, ohne daß man zu einem festen Ergebnis gekommen wäre. Als Beweis für die gute Haltbarkeit des Eisenbetons werden einige Bauwerke angeführt und näher beschrieben. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 19.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

VI. Allgemeine Fragen.

Schiedsgerichte. Ergänzung und Richtigstellung eines Artikels in Nr. 16 von Beton u. Eisen. Es wird nach den Erfahrungen des Vorsitzenden des „Verbandes Deutscher Tiefbauunternehmer“ festgestellt, daß die Schiedsgerichte nicht langsamer und nicht teurer arbeiten, als die ordentlichen Gerichte, und daß Formfehler gleichfalls vermieden werden können, wenn z. B. nach der Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Betonvereins gearbeitet wird. Dtsche. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 21. — s. L. Dez. 1911. VI.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

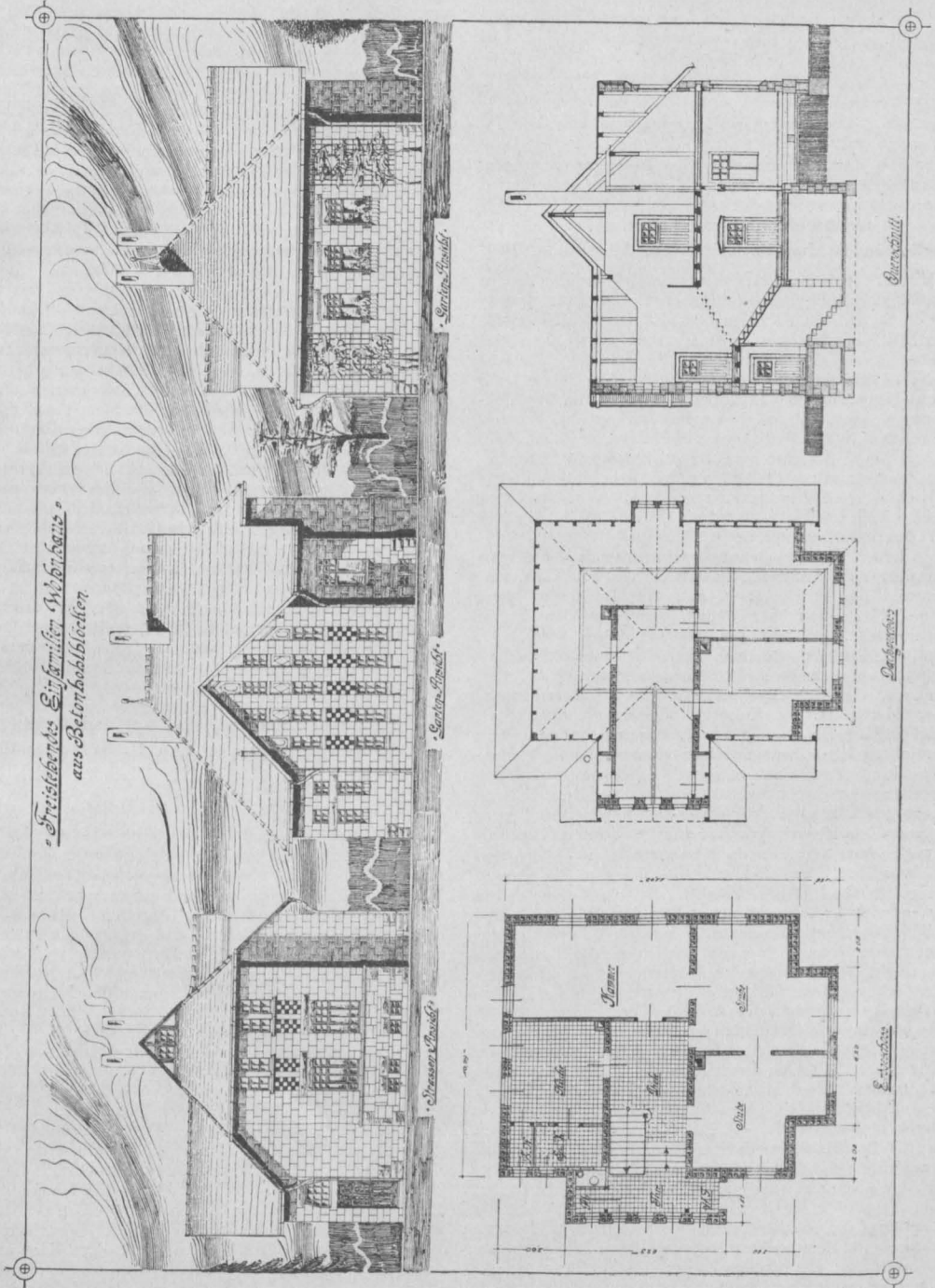
Entwurf zu einem freistehenden Einfamilienwohnhaus aus Betonhohlblöcken.

Die in Amerika sehr eingeführte Bauweise mit Betonhohlblöcken beginnt auch in Deutschland festen Fuß zu fassen. Es dürfte darum zeitgemäß sein, wenn wir unseren Lesern den Entwurf zu einem Einfamilienwohnhaus aus Betonhohlblöcken im Bilde bringen, welchen die Firma Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig von Herrn Baumeister Heerde, Markranstädt zur Einführung ihrer Hohlblockmaschine Phönix ausarbeiten ließ. Im Erdgeschoß sind 2 Stuben, Kammer und Küche mit Speise-

kammer, sowie eine geräumige Diele vorgesehen. Das darüber liegende Obergeschoß birgt 3 bewohnbare Zimmer und einen Boden. Die Mauern des Erdgeschosses sind durchweg $1\frac{1}{2}$ Block stark gedacht. An der Straßenfront ist diese Stärke auch im oberen Geschoß beibehalten, während die Gartenseiten des Dachgeschosses zum Teil nur 1 Block starke Mauern zeigen. Im Treppenhaus sind ebenfalls 1 Block starke Mauern vorgesehen. Die übrigen Zwischenwände sind $\frac{1}{2}$ Block stark. Für das Gebäude gedacht sind Blöcke im Format von 16 deutschen Normalsteinen mit Fuge in der Größe von 51/30/25 cm. Die architektonische Wirkung des Hohlblockhauses dürfte da-

durch, daß die Blockgröße nicht zu klein gewählt wurde, eine sehr vorteilhafte sein. Als Brüstungsfüllungen wurden mehrfarbige Zementplatten als Verblendung vorgesehen. Die Blöcke der Fassaden können verschiedenartig bossiert sein. Die Fensterstürze und Sohlbänke sind ebenfalls in Kunststein gedacht. Die Bedachung sollen Zementdach-

steine sein. Separat bringen wir Details der benötigten Blöcke und eine Liste, welche ihre Stückzahl angibt. Die Blöcke lassen sich alle mit einer Hohlblockmaschine Phönix herstellen. Nach den Angaben des Architekten stellt sich die Kostenberechnung für diese Gebäude, wie folgt:



1. Erdarbeiten	275,40 M.
2. Maurer- und Kunststeinarbeiten	4227,— „
3. Eisenarbeiten (Trägerlieferungen usw.)	273,50 „
4. Zimmerarbeiten	2541,60 „
5. Glaser- und Tischlerarbeiten	1654,— „
6. Schlosserarbeiten	395,— „
7. Dachdeckerarbeiten	795,— „
8. Klempnerarbeiten	310,— „
9. Malerarbeiten	350,— „
Gesamtkosten 10 821,50 M.	

Die Preise verstehen sich einschließlich Lieferung und Befestigung sämtlicher Materialien und aller Arbeitslöhne frei Bau fix und fertig bis zur Schlüsselübergabe.

Jedoch sind in der Aufstellung nicht enthalten die Preise über die Aborte, Beschleusung und Beleuchtungsanlagen. Ferner sind die Preise für Anlage der Wasserleitung resp. eines Brunnens ausgelassen.

Dr. Gaspary & Co.,
Markranstädt bei Leipzig.

RECHTSFRAGEN.

Macht sich der Unternehmer des Betruges schuldig, wenn er zu Betonarbeiten eine andere als die vereinbarte Betonmischung verwendet und dadurch die Qualität der Arbeit nicht gemindert ist?

Urteil des Landgerichtes Darmstadt vom 2. Dezember 1911.

(Nachdr. auch im Auszuge verb.) Dieser interessante Rechtsfall beschäftigte am Sonnabend, den 2. Dezember erneut die Strafkammer I Darmstadt. Es handelt sich um die bei der Errichtung des neuen Elektrizitätswerkes und der Erweiterung des Gaswerks der Stadt Darmstadt von drei Darmstädter Bauunternehmern im Jahre 1908 gelieferte Betonarbeiten. In Anbetracht der weiten Gewährleistungen, des dadurch bedingten starken Druckes und sehr großer Maschinenlasten legte die städtische Baubehörde besonders Wert auf eine gute Betonzusammensetzung mit hohem Zementzusatz. Deshalb war mit den Unternehmern das Mischungsverhältnis genau vereinbart. Vorgeschrieben war ein Teil Zement bei drei Teilen Flußsand und fünf Teilen Basaltschotter bzw. Flußkiesel. Diese Betonarbeiten ließen die drei Bauunternehmer durch die damals hier ansässige Filiale der Firma B. & H. Frankfurt, herstellen und der Filialleiter E. hatte die Lieferung durch flüchtige Kalkulation zu einem sehr niedrigen Preise abgeschlossen. Den durch die Erfüllung dieses Abschlusses seinem Geschäft drohenden Schaden soll er durch Anordnung einer anderen Betonmischung mit geringerem Zementzusatz auszugleichen versucht haben. Dem Firmeninhaber Herrn H. ist Kenntnis dieser Manipulationen und schuldhafte Beteiligung zur Last gelegt. Die andere als vereinbarte Betonzusammensetzung wurde der städtischen Bauverwaltung durch einen anonymen Brief eines ehemaligen Vorarbeiters der Firma bekannt. Bei den Ermittlungen fand sie durch Nachprüfung der Frachtscheine, daß etwa 2600 Sack Zement weniger verbraucht worden sind, als sich nach dem vereinbarten Mischungsverhältnis ergeben haben würden. Den dadurch entstandenen Minderwert von annähernd 4000 M. brachte die Stadt jenen drei Unternehmern in Anrechnung. Bei der Anklage gegen den Filialleiter handelte es sich nun um die Frage des betrügerischen Bewußtseins und etwaiger durch die Betätigung dieses Bewußtseins verursachter Vermögensnachteile. Die nachträglich von jenem Beton entnommenen Proben haben eine gute Beschaffenheit der Arbeiten ergeben, so daß die Schädigung an sich zweifelhaft erscheint. Der angeklagte Filialleiter schützte in der Strafkammerverhandlung am 29. November 1910 nach dieser Richtung hin guten Glauben bzw. Irrtum in dem Mischungsverhältnis vor. Der Firmeninhaber hat nach seinen Angaben von der veränderten Mischung nichts gewußt. — Das Verfahren ist seinerzeit durch die Beschluskammer des Landgerichtes gegen den staatsanwaltlichen Antrag (die Angeklagten mangels Beweises des rechtswidrigen Bewußtseins bzw. der Schädigung außer Verfolgung zu setzen), eröffnet worden. — Nach der Verhandlung des Tatbestandes bzw. teilweiser Beweisaufnahme stellte sich die Notwendigkeit heraus, den Anträgen der Verteidiger entsprechend, die Verhandlung zwecks Erhebung eingehender Betonproben sowie eingehender

Begutachtung zu vertragen. — Als Sachverständige waren bei der ersten Verhandlung Chemiker Prof. Dr. Sonne, Großh. Baurat Kapp und Ing. Hinkel zugezogen. — Nach einjähriger Pause wurde jetzt von neuem in die Verhandlung eingetreten. Als Sachverständige erstatteten die in der ersten Verhandlung vernommenen Herren Bericht über die inzwischen vorgenommenen Betonuntersuchungen. Sie haben dem Beton nun Proben entnommen. Da Beton keine homogene Masse sei, sei auch die Zusammensetzung desselben festzustellen gewesen. Die Proben ergaben, daß die Mischung zum Teil den Anforderungen der Stadt entspreche, teils höheren teils geringeren Zementzusatz enthalten hätte. — Das Gericht kam bei dieser Sachlage zur Freisprechung der Angeklagten und die nicht unerheblichen Kosten fallen der Staatskasse zur Last. In der Begründung des Urteils wurde ausgeführt, daß es sich für das Gericht darum handelte, festzustellen, welche Beweismittel und Beweismomente zu einer Verurteilung wegen Betruges führen könnten. Die drei Sachverständigen hätten, soweit es ihnen möglich war, Proben aus dem Beton herausgeschlagen und festgestellt, daß die Arbeiten im großen und ganzen vertragsgemäß ausgeführt worden seien. Ob die Arbeiten im Kern vorschriftsmäßig ausgeführt worden seien, habe selbstverständlich nicht untersucht werden können. Damit seien aber für das Gericht die Grundpfeiler der Anklage des Betruges gefallen. Außerdem sei auch angenommen, daß der Firmeninhaber nichts von der Mischung gewußt habe. Die Angeklagten waren deshalb freizusprechen.

Ein Betonbaueinsturz zweimal vor dem Reichsgericht.

Urteil des Reichsgerichts vom 21. November 1911.

Leipzig, 21. November. (Nachdr. verb.). Eines Abends stürzte in Goch, als sich die Arbeiter bereits entfernt hatten, ein Fabrikneubau der Firma Wolfgang Sternfeld ein, da zwei der mittleren Grundpfeiler um 24 bzw. 29 Zentimeter in sich zusammengesunken und die Fundamentenabsätze zusammengequetscht waren. Das Material des aus Beton errichteten Baues bestand u. a. aus Kies, der vom „Gocher Berg“ stammte. Die sofort eingeleitete Untersuchung ergab, daß die Fundamentenabsätze im Innern ganz mürbe geblieben waren, weil man dem Beton zu wenig Zement zugesetzt und Lehm verarbeitet hatte. — Ein vor der Strafkammer des Landgerichtes Cleve eingeleitetes Verfahren endigte mit einer Verurteilung des Bauleiters, des Architekten M. J. wegen Vergehens gegen § 330 des Strafgesetzbuches (Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst). Auf die Revision des Angeklagten hob das Reichsgericht seinerzeit das Urteil wegen eines Prozeßverstoßes auf, weil ein Verdagungsantrag nicht genügend beschieden worden war. In der erneuten Verhandlung verurteilte nunmehr das Landgericht Cleve den J. auf Grund des § 330 zu 100 M. Geldstrafe. Für den Betonbau kämen in erster Linie zwei allgemein anerkannte Regeln der Baukunst in Frage: einmal das richtige Mischungsverhältnis zwischen dem Zement und dem Kies und zum anderen müsse nach Fertigstellung der einzelnen Bauetappen irgendwie eine sorgfältige Prüfung der Erhärtung des

Betons stattfinden, am besten durch Anschlagen mit einer Spitzhacke, aber auch mit einem genügend kräftigen Hammer zur Vornahme einer Klangprobe. Der Angeklagte hätte nun als Leiter des Baues wenigstens von Zeit zu Zeit, Stichproben bei der Betonmischung vornehmen, auch der Errichtung mindestens einer Fundamentierung beiwohnen müssen. Diese Pflichten, denen der Angeklagte nicht nachgekommen sei, seien um so genauer zu erfüllen gewesen, als es sich dabei um die Grundlagen des ganzen Baues gehandelt habe und der Kies des Gocher Werkes bekannter Maßen ungleichmäßig sei. Was die zweite angeführte Regel anbelange, so könne es sich fragen, ob in dem von dem Angeklagten vorgenommenen Anschlagen der Fundamente mit einem harten Spaten eine ausreichende Prüfung erblickt werden könne. Da auch die Ansichten der Sachverständigen über diesen Punkt auseinandergingen, nehme das Gericht an, daß Janssen dießer Pflicht im allgemeinen genügt habe. Trotzdem habe er aber fahrlässig gegen § 330 verstoßen, und die Möglichkeit, daß auch andere eine Schuld treffen könne, befreie ihn nicht. Dem Betonbau drohten besondere Gefahren; denn es kämen verschiedene Gründe in Frage, die das Abbinden verhindern könnten. Daher sei eine sorgfältige Beaufsichtigung seitens des Bauleiters dringend notwendig. — Auch gegen diese Entscheidung legte J. Revision beim Reichsgericht ein, in der er diesmal Verletzung des materiellen Rechts rügt, § 330 sei irrig angewandt. Auch sei der Begriff „allgemein anerkannte Regeln der Baukunst“ verkannt. Das Gebiet der Bindekraft und der Reaktion der verschiedenen Materialien bei der Zusammensetzung des Betons sei bei diesem jungen Zweige der Baukunst noch nicht ausreichend erforscht, als daß von allgemein anerkannten Regeln die Rede sein könne. — Der höchste Gerichtshof verwarf indessen das Rechtsmittel als unbegründet. Aus dem Urteile ergäbe sich zwar, daß die Nachprüfung der Pfeiler seitens des Angeklagten in genügender Weise erfolgt sei; andererseits sei aber auch festgestellt, daß der Angeklagte in dem vorliegenden Falle unter den gegebenen Verhältnissen, die er gekannt habe, hätte mehr tun müssen. Im übrigen bewege sich die Revision auf rein tatsächlichem Gebiete und kämpfe gegen Feststellungen an, die keinen Rechtsirrtum erkennen ließen.

(Aktenzeichen: 5 D. 732/11.)

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 37a. G. 32 949. Verfahren zur Herstellung von Rippendecken aus Beton oder Eisenbeton auf einem durch abnehmbare Formstücke versteiften putzträgerartigen Gewebe. Maria Giese, geb. Michenfelder, Köln a. Rh., Bottmühle 3. 22. 11. 10.
- 80a. Z. 6891. Formvorrichtung. Julius Gotlob Zwicker, Mexiko City, Mexiko.
- 80a. D. 23 538. Tonbagger mit pflugscharartigen Messern zu beiden Seiten der Baggerleiter. Erich Dietrich, Ketzin a. H. 22. 6. 10.
- 77h. M. 39 507. Drachensieger mit Hubschraube. Gustav Mees, Charlottenburg, Leibnizstraße 97. 6. 11. 09.
- 80a. I. 12 548. Stampfmaschine zur Herstellung von Hohlsteinen mit mehreren durch Mitnehmer angetriebenen, gruppenweise ein- und ausschaltbaren Stampfern. Ideal Concrete Machinery Company, South Bend, Ind., V. St. A.

- 80a. R. 29 097. Doppelt wirkende Ziegelpresse mit in der Längsrichtung bewegtem Formtisch und in die Formen hineinragenden Formkolben. Eugène Rasquin und François Erpicum, Grand-Axhe, Lüttich, Belg.
- 80a. P. 25 435. Vorrichtung zum Mischen oder Mischen und Zusammensackelassen der Bestandteile von Beton u. dgl. mit einer auf- und niederbewegbaren Plattform zur Aufnahme der Mischgefäße. Frank George Symmonds Price, Glasgow, Schottl.
- 80a. S. 31 670. Vorrichtung zum Ziehen von Röhren und Stäben aus keramischen oder ähnlichen Massen, im Zustande großer Verschiedenheit ihrer inneren und Oberflächenspannung. Sand- u. Steinzeugwerke C. Großpeter, G. m. b. H., Groß-Königsdorf b. Cöln. 14. 6. 10.
- 80a. Sch. 35 437. Ausführungsform der Vorrichtung zum Abschließen der Hohlräume von Hohlsteinen, Hohlplatten u. dgl.; Zus. z. Pat. 234 250. Max Schurich, Buchholz b. Annaberg i. Sa. 20. 4. 10.

Patent-Erteilungen.

- 37a. 240 207. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondecken mit vorübergehend zum Tragen der Deckenschalung durch abnehmbare Teile verstärkten Eiseneinlagen. Dr.-Ing. E. Probst, Berlin, Linkstraße 25. 26. 1. 11. P. 26 363.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37b. 479676. Betonbalken. Paul Fiedler, Chemnitz i. S., Reichsstr. 23. 21. 2. 11. F. 24 167.
- 37b. 480 970. Binderstein mit Eiseneinlage für Hohlmauerwerk. Otto Waschkau, Königsberg i. Pr., Selkestr. 14. 15. 8. 11. W. 34 527.
- 37c. 480 680. Längsrippenplatte. Franz Jansen, Weißenthurm a. Rh. 5. 9. 11. I. 11 919.
- 37a. 481 224. Einschalfreie Isolierhohlkörperdecke. Karl Kreß, Stuttgart-Untertürkheim. 7. 9. 11. K. 48 993.
- 80a. 482 456. Apparat zur Herstellung scheitrecther Bogen- und anderer Keilsteine. Warbeyener Dampfziegelei B. Roding u. Cie. G. m. b. H., Cieve. 1. 12. 10. W. 32 485.
- 80a. 482 837. Mechanische Lochvorrichtung des Bindenockens bei Dachziegeln. Brüggener Dampf-Falz-Ziegel-Fabrik G. m. b. H., Brüggem, Rhld. 30. 9. 11. B. 54 966.
- 80c. 482 772. Vorrichtung zur Befestigung der Antriebsräder und Laufriegen auf den rotierenden Trommeln von Drehrohröfen o. dgl. Amme, Giesecke & Koenen, Akt.-Ges., Braunschweig. 7. 1. 11. A. 16 004.
- 80d. 482 918. Befestigungsvorrichtung zum Halten des Werkstückes bei Serpentinsteins-Bearbeitungsvorrichtungen. W. Walcker, Zöblitz, Erzg. 15. 11. 10. W. 32 183.
- 37b. 484 928. Verstellbares Betoneisen für Mauerwerk und Träger. Fa. Gust. Overhoff, Mettmann. 30. 9. 11. O. 6790.
- 37a. 484 922. Eisenbetonkassettendecke. Buderus & Co., Duisburg. 9. 8. 11. B. 54 317.
- 80a. 486 654. Tonreiniger mit an demselben angeschlossener Presse. Michael Bohn, Nagyikinda, Ung.
- 37b. 487 763. Eisenbetonarmierung für Leitungsmasten u. dgl. Josef Klas, Augsburg, Helmschmidtstr. 5. 29. 8. 11. K. 49 722.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Verein beratender Ingenieure e. V.

Der Verein beratender Ingenieure für Elektrotechnik e. V. hielt am 20. und 21. November seine 8. Generalversammlung in Berlin ab. Das wichtigste Ergebnis der Beschlüsse ist die Ausdehnung des Vereinszweckes auf alle Gebiete der Technik. Im Gegensatz zu früher wird also der Verein nunmehr nicht nur ausschließlich beratende Ingenieure für Elektrotechnik, sondern auch be-

ratende Ingenieure für Maschinenbau, Hochbau, Tiefbau, Schiffsbau, Bergwerks- und Hüttenwesen, Landeskultur usw., kurz, Ingenieure aller Zweige der Technik, soweit diese völlig unabhängig von Fabrikanten und Lieferanten sind, aufnehmen. Der Verein, welcher auf Grund dieses Beschlusses auch seinen Namen ändern mußte und sich jetzt „Verein beratender Ingenieure e. V.“ nennen wird, hofft jetzt mehr als früher in der Lage zu sein, die Interessen der unabhängigen Ingenieure, die sich in Deutschland im Gegensatz zu den Vertretungen und Lieferungsgeschäften übernehmenden „Zivilingenieuren“ „beratende Ingenieure“ nennen, in der Öffentlichkeit wirksam vertreten zu können. Die Geschäftsstelle des Vereins befindet sich in Berlin-Schöneberg, Vorbergstr. 6. Fernsprecher Amt Lützow 7763.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Berechnung ebener, rechteckiger Platten mittels trigonometrischer Reihen von Karl Hager, Professor an der Technischen Hochschule in München. Verlag von R. Oldenbourg, München und Berlin. Preis M 7,20.

Die Untersuchung der elastischen Fläche ebener Platten aus homogenen Baustoffen führt bekanntlich zu einer partiellen Differentialgleichung vierter Ordnung, deren Lösung außerordentliche Schwierigkeiten bietet. An Stelle der genauen Gleichung der elastischen Fläche wählt Herr Professor Hager unendliche, einfache oder doppelte trigonometrische Reihen, deren Glieder einzeln allen Bedingungen genügen, welche infolge der Art der Auflagerung oder der Belastung, oder infolge der Symmetrie von der Gleichung der elastischen Fläche erfüllt sein müssen, und die man im voraus, auch ohne letztere Gleichung zu kennen, angeben kann. Die zu den Reihengliedern gehörigen Zahlenkoeffizienten sind derartig bestimmt, daß einerseits die elastische Energie der Platte und die negative Deformationsarbeit der äußeren Kräfte gleich werden, und daß andererseits die Belastung, welche eine gewisse Einbiegung hervorruft, ein Minimum wird.

Dieses Verfahren wird mit ausserordentlicher Geschicklichkeit auf die Untersuchung ebener, rechteckiger Platten für die wichtigsten Belastungs- und Lagerungsfälle angewandt: die schwierigen Entwicklungen sind klar und übersichtlich, und enden mit verhältnismäßig einfachen Ergebnissen. Es ist nur bedauerlich, daß die Untersuchungen nicht erkennen lassen, inwiefern die Hager'sche Methode als hinreichend genau und einwandfrei angesehen werden darf: denn, wenn sie auch für ebene Träger Werte liefert, welche mit den entsprechenden exakten Ergebnissen der Statik teilweise gut übereinstimmen, so ist es bei den Platten vielleicht wahrscheinlich, aber nicht sicher, daß die von Herrn Professor Hager abgeleiteten Formeln den wirklichen Spannungszustand der Platten genau genug zu bestimmen gestatten.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen anderer Forschungen wäre um so notwendiger gewesen, als der Verfasser selbst erkennt, daß in einigen wichtigen Fällen die von ihm gewählten Reihen keine befriedigende Lösung des Problems geben. Bedenkt man andererseits, daß die Reihen nicht immer rasch konvergieren, und daß Reihen, welche zur Bestimmung der Biegemomente gut brauchbar sind, bei der Ermittlung der Auflagerwiderstände versagen, so wird man vielleicht zweifeln, ob auf diesem Wege eine für die Praxis zuverlässige Grundlage der Plattentheorie gewonnen werden kann: für unhomogene Baustoffe haben diese Bedenken keine zu unterschätzende Bedeutung.

Wenn auch in dieser Hinsicht die praktische Tragweite der Ergebnisse der Hager'schen Methode begrenzt bleiben muß, so bietet doch die Behandlung der Aufgabe

in theoretischer Beziehung so viel wertvolle Anregungen, daß man das interessante Werk nicht lesen kann, ohne das wirkliche Verdienst des Verfassers anzuerkennen: in diesem Sinne kann das Buch bestens empfohlen werden.

Dr. Ing. H. Marcus.

Elastizität und Festigkeit. Die für die Technik wichtigsten Sätze und deren erfahrungsmäßige Grundlage. Von Dr.-Ing. C. Bach, Königl. Württ. Baudirektor, Professor. Sechste, vermehrte Auflage. Unter Mitwirkung von Prof. Baumann an der Königl. Technischen Hochschule in Stuttgart. 642 Seiten, in den Text gedruckte Abbildungen u. 20 Tafeln in Lichtdruck. Verlag von Julius Springer in Berlin. 1911. Preis geb. M. 20.—.

Selten war einem Buche der gleiche Erfolg beschieden, wie diesem. Die neue sechste Auflage weist eine Vermehrung und eine Ergänzung des Stoffes auf, die durch die neueren Forschungen bedingt sind. Ich halte es nicht für notwendig, auf den Inhalt dieses wertvollen Werkes näher einzugehen, da es ja schon seit langem Gemeingut aller Techniker geworden ist. Es soll nur darauf hingewiesen werden, daß Bach bei der neuen Auflage wegen seiner großen Inanspruchnahme seinen Assistenten Professor Baumann zur Mitarbeit herangezogen hat.

Dr. Probst.

Dr. Paul Rohland, „Der Eisenbeton“, Kolloidchemische und Physikalisch-Chemische Untersuchungen. Mit 2 Tafeln. Verlag von Otto Spamer, Leipzig. Preis geb. M 3.—.

Wer den Titel dieses Buches liest, wird vermuten, daß der Verfasser sich mit chemischen und physikalischen Betrachtungen begnügen wird. Nach einem Studium des Werkes sieht man aber, daß er sich zum größten Teil mit Fragen befaßt hat, die ihm als Chemiker vollkommen fern liegen müssen und über alle Fragen des Eisenbetons sich ausläßt, auch über solche Fragen ein Urteil abgibt, die von Theoretikern und Praktikern des Eisenbetonbaues schon lange als geklärt betrachtet werden. Von einer Geschichte des Eisenbetons ausgehend, erstrecken sich seine Betrachtungen sogar bis zu den erdbebensicheren Bauten.

Es liegt mir fern, über die chemischen Betrachtungen, die sich auf das Entrosten des Eisens und das Haften beziehen, etwas zu sagen. Ich überlasse dies berufenen Fachkollegen des Verfassers. Es soll aber nicht unwidersprochen bleiben, was er über die Grundlagen des Zusammenwirkens von Beton und Eisen sagt. Er erklärt nicht nur das Haften von Beton am Eisen mit der kolloidchemischen Natur des Zements und führt das schon lang vergessene schöne Wort Adhäsion wieder ein, indem er von einer Adhäsionsenergie spricht, welche 40–70 kg/qcm betragen soll. Man sieht, es tritt hier wieder die alte Zahl auf, die wir schon lange vergessen glaubten. Noch merkwürdiger ist, daß der Verfasser auch die größere Dehnungsfähigkeit des Eisenbetons auf dieselben Ursachen zurückführen will. Nun ist es aber schon seit langem bekannt, wie es sich mit der Dehnungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton verhält und man sollte annehmen, daß in einem Buch vom Jahre 1912 nicht noch Ansichten vertreten werden, an die man im Jahre 1905 und 06 nicht mehr glaubte.

Es wären noch viele Punkte zu widerlegen von dem Standpunkte des Eisenbetoningenieurs, aber diese kurzen Hinweise werden genügen, den schärfsten Widerspruch herauszufordern, wenn der Verfasser in seinem Vorwort erklärt, daß dieses Buch auch dem Ingenieur und Architekten in jüngeren und höheren Semestern und dem Techniker und Industriellen erhellendes Licht über die grundlegenden Eigenschaften des Eisenbetons werfen soll.

Dr. Probst.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.